



# **A IMPORTÂNCIA DAS LEIS CONSTITUTIVAS NA MODELAÇÃO DE TÚNEIS EM MACIÇOS TERROSOS**

LUÍS MANUEL ARAÚJO SANTOS

Dissertação apresentada para a obtenção  
do grau de Mestre em Mecânica dos Solos  
e Engenharia Geotécnica

Orientadores:

Paulo José da Venda Oliveira (FCTUC)

Jorge Nuno Veiga de Almeida e Sousa (FCTUC)

Porto, 2009



“We built too many walls and not enough bridges.”

Isaac Newton





# ÍNDICE GERAL

<b>ÍNDICE GERAL</b>	<b>V</b>
<b>RESUMO</b>	<b>VII</b>
<b>RÉSUMÉ</b>	<b>VIII</b>
<b>ABSTRACT</b>	<b>IX</b>
<b>AGRADECIMENTOS</b>	<b>XI</b>
<b>ÍNDICE DE TEXTO</b>	<b>XIII</b>
<b>ÍNDICE DE FIGURAS</b>	<b>XVII</b>
<b>ÍNDICE DE QUADROS</b>	<b>XXI</b>
<b>SIMBOLOGIA</b>	<b>XXIII</b>
<b>CAPÍTULO I - CONSIDERAÇÕES INICIAIS</b>	<b>1</b>
<b>CAPÍTULO II - CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA E GEOTÉCNICA DAS ARGILAS DE LONDRES</b>	<b>5</b>
<b>CAPÍTULO III - MODELO CONSTITUTIVO MIT-E3</b>	<b>19</b>
<b>CAPÍTULO IV - DESCRIÇÃO E INSTRUMENTAÇÃO DA JUBILEE LINE EXTENSION</b>	<b>55</b>
<b>CAPÍTULO V - ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DO TÚNEL WB NO SEGUNDO E TERCEIRO PERÍODO DE MONITORIZAÇÃO</b>	<b>87</b>
<b>CAPÍTULO VI - ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DA JLE NO QUARTO E QUINTO PERÍODO DE MONITORIZAÇÃO</b>	<b>129</b>
<b>CAPÍTULO VII - CONSIDERAÇÕES FINAIS</b>	<b>149</b>
<b>BIBLIOGRAFIA</b>	<b>159</b>
<b>ANEXOS</b>	<b>167</b>



## RESUMO

A previsão dos deslocamentos verticais e horizontais associados à escavação de túneis em maciços terrosos é frequentemente feita recorrendo à modelação numérica. As diversas análises já efectuadas identificam uma boa concordância entre os valores dos assentamentos máximos observados à superfície e os calculados através desta ferramenta. No entanto, verifica-se que as bacias de subsidência obtidas através da modelação numérica tendem a ser consideravelmente superiores às reais traduzindo-se assim em menores distorções angulares, sobretudo em solos saturados e sobreconsolidados como é o caso das argilas de Londres.

Com este trabalho pretende-se analisar a importância da utilização de leis constitutivas mais evoluídas, como o modelo MIT-E3, na previsão do comportamento de túneis executados em maciços argilosos.

Após se apresentar algumas características geológicas e geotécnicas das argilas de Londres, aferem-se os quinze parâmetros que intervêm na implementação do modelo MIT-E3, sendo a calibração das variáveis indirectas baseada nos estudos laboratoriais realizados por Fourie (1984), Jardine (1985) e , mais recentemente, Gasparre (2005).

Os resultados anteriores são aplicados na modelação da secção instrumentada da extensão da linha prateada do metropolitano de Londres (Jubilee Line Extension) situada em St. James's Park. Efectua-se uma análise de sensibilidade visando o estudo da influência de algumas variáveis nos assentamentos à superfície e, por último, comparam-se os resultados obtidos por via numérica com os dados fornecidos pela instrumentação, em termos de tensões e de deslocamentos tanto no maciço como no suporte.

## RÉSUMÉ

La prévision des mouvements verticaux et horizontaux liés au creusement de tunnels dans des sols est fréquemment faite à l'aide de la modélisation numérique. Les diverses analyses déjà effectuées identifient une bonne concordance entre les valeurs des tassements maximums observés à la surface et les résultats obtenus avec cet outil. Toutefois, les bassins de subsidence que l'on obtient par modélisation numérique ont tendance à être plus grand que les réels, conduisant ainsi à des distorsions angulaires plus petites, surtout dans des terrains saturés et surconsolidés comme les argiles de Londres.

Avec cette dissertation, on prétend analyser l'importance de l'utilisation de modèles constitutifs plus avancés, comme le modèle MIT-E3, dans la prévision du comportement de tunnels creusés dans des terrains argileux.

Après la reconnaissance de quelques caractéristiques géologiques et géotechniques des argiles de Londres, on estime les quinze paramètres qui interviennent dans l'implémentation du modèle MIT-E3, dont la calibration des variables indirectes est fondée sur les études expérimentales effectuées par Fourie (1984), Jardine (1985) et, plus récemment, par Gasparre (2005).

Les résultats précédents sont appliqués dans la modélisation numérique de la section instrumentée de l'extension de la ligne argentée du métro de Londres (Jubilee Line Extension) qui se situe à St. James's Park. On effectue une analyse de sensibilité visant l'étude de l'influence de quelques variables sur les tassements de surface et, finalement, on compare les résultats atteints par modélisation numérique avec les données fournies par l'instrumentation en termes de contraintes et mouvements concernant le terrain ainsi que les parois du tunnel.

# ABSTRACT

The prediction of horizontal and vertical displacements due to tunnel excavation in soil is frequently done using the numerical modelling method. The various tests already carried out identify a good correlation between the maximum values of settlements observed on the surface and those which are calculated with this tool. However, the transverse settlement troughs predicted by numerical modelling tend to be considerably wider than the field data and, consequently, the angular distortions are lower, especially in saturated and overconsolidated soils such as London clay.

This dissertation sets out to analyse the importance of using more advanced constitutive models, such as the MIT-E3 model, in the prediction of the behaviour of tunnels excavated in clayey soil.

After a brief presentation of the geological and geotechnical properties of the London clay, the fifteen parameters involved in the implementation of the MIT-E3 model are estimated and the calibration of the indirect variables is based on the experimental studies conducted by Fourie (1984), Jardine (1985) and, more recently, Gasparre (2005).

The above results are applied in the modelling of the instrumented section of the London Underground silver line extension (Jubilee Line Extension) located in St. James's Park. A parametric analysis is conducted to understand the influence of some variables in the surface settlements and, finally, the numerical results are compared with field data in terms of displacements and stresses in the soil and the tunnel lining.



# AGRADECIMENTOS

Desejo exprimir o meu sincero reconhecimento a todas as pessoas que, das mais diversas formas, tornaram possível a realização do presente trabalho. Em particular, atendendo à importância da respectiva contribuição, é com inteira justiça que explico agradecimentos especiais:

- a Antero Luís e Maria do Céu, meus pais, que sempre me acompanharam e apoiaram nas diversas etapas da minha vida, particularmente na minha formação, pelos sacrifícios que fizeram e fazem para me proporcionarem a melhor vida possível e pela compreensão demonstrada pela minha falta de disponibilidade nesta fase final;
- ao Professor Paulo da Venda (FCTUC), pelos constantes incentivos, interesse e disponibilidade que sempre demonstrou na orientação e acompanhamento deste trabalho, nomeadamente na utilização do programa de cálculo automático e na interpretação do modelo constitutivo MIT-E3;
- ao Professor Jorge Almeida e Sousa (FCTUC) pela disponibilidade demonstrada e pelas valiosas orientações na análise e interpretação dos resultados referentes ao túnel estudado;
- ao meu amigo David Taborda que sempre me motivou, pelo apoio incondicional demonstrado e pelos preciosos elementos de trabalho fornecidos;
- ao meu amigo António Pedro pela sua disponibilidade e por todo o apoio prestado, designadamente na elaboração e tratamento da malha de elementos finitos;
- ao Doutor Jamie Standing (Imperial College London) pela cedência dos elementos bibliográficos referentes à instrumentação da secção da “Jubilee Line” estudada;

- aos Professores do Laboratório de Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra Luís Leal Lemos, Paulo Pinto, Maria Isabel Pinto, Paulo Coelho, José Grazina, Fernando Marques e António Alberto por me terem iniciado e cativado para a área da Geotecnia;
- aos Professores da Secção de Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia do Porto António Silva Cardoso, António Viana da Fonseca, José Couto Marques, Manuel Matos Fernandes e Maria de Lurdes Lopes pelos conhecimentos transmitidos no decorrer do Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica;
- à Fundação Calouste Gulbenkian pelo apoio financeiro durante toda a minha formação académica;
- aos meus colegas do Departamento de Engenharia Civil do Instituto Superior de Engenharia de Coimbra, nomeadamente Carlos Moreira, coordenador da área de Geotecnia e Fundações, e aos que pertencem ou pertenceram à comissão de horários, pela distribuição do serviço docente;
- aos meus amigos Luís Carlos, Daniel Antunes, Carlos Jorge, Gonçalo Santos, Cristiano e Rui Francisco pela amizade e apoio que, cada um à sua maneira, me deram.

Por último, devo um agradecimento muito especial a Ana pelo seu incondicional apoio, paciência demonstrada e motivação transmitida nos momentos mais difíceis e um pedido de desculpas pelas privações a que foi sujeita nestes últimos quatro anos.



# ÍNDICE DE TEXTO

<b>CAPÍTULO I - CONSIDERAÇÕES INICIAIS</b>	<b>1</b>
<b>CAPÍTULO II - CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA E GEOTÉCNICA DAS ARGILAS DE LONDRES</b>	<b>5</b>
II.1 INTRODUÇÃO	5
II.2 GEOLOGIA E ESTRATIGRAFIA DA BACIA DAS ARGILAS DE LONDRES	6
II.3 IDENTIFICAÇÃO DAS ARGILAS DE LONDRES	12
II.3.1 GRANULOMETRIA	12
II.3.2 PLASTICIDADE	12
II.3.3 ÍNDICES FÍSICOS	14
II.4 COEFICIENTE DE IMPULSO EM REPOUSO	15
II.5 PERMEABILIDADE	16
<b>CAPÍTULO III - MODELO CONSTITUTIVO MIT-E3</b>	<b>19</b>
III.1 DESCRIÇÃO DO MODELO	19
III.1.1 INTRODUÇÃO	19
III.1.2 FORMULAÇÃO DO MODELO	21
III.1.2.1 Argila Normalmente Consolidada	21
III.1.2.2 Argila Sobreconsolidada	26
III.2 PARÂMETROS DO MODELO	28
III.2.1 PARÂMETROS DE DETERMINAÇÃO DIRECTA	29
III.2.1.1 Ângulos de Resistência ao Corte no Estado Crítico ( $\phi'_{TC}$ e $\phi'_{TE}$ )	29
III.2.1.2 Coeficiente de Impulso em Repouso Normalmente Consolidado ( $K_0^{NC}$ )	31
III.2.1.3 Declive da Linha de Consolidação Virgem ( $\lambda$ )	32
III.2.1.4 Índice de Vazios de Referência ( $e_{\lambda,0}$ )	33
III.2.1.5 Relação entre o Módulo de Distorção e o Módulo Tangencial do Esqueleto Sólido ( $2G/K$ )	34
III.2.1.6 Compressibilidade para Pequenas Deformações ( $\kappa_0$ )	35
III.2.2 PARÂMETROS DE DETERMINAÇÃO INDIRECTA	36
III.2.2.1 Amolecimento e Geometria da Superfície de Cedência ( $S_t$ e $c$ )	37
III.2.2.2 Não Linearidade para Pequenas Deformações ( $w$ )	40
III.2.2.3 Desenvolvimento de Pressões Intersticiais ( $\gamma$ )	43
III.2.2.4 Não Linearidade da Formulação Histerética Perfeita ( $C$ e $n$ )	45
III.2.2.5 Deformações Plásticas Irrecuperáveis ( $h$ )	46
III.2.2.6 Coeficiente de Variação de Anisotropia ( $\psi_0$ )	48
III.2.3 COMPARAÇÃO DOS CONJUNTOS DE GRANDEZAS	50
III.2.4 PARÂMETROS DO MODELO MIT-E3 ADOPTADOS	54
<b>CAPÍTULO IV - DESCRIÇÃO E INSTRUMENTAÇÃO DA JUBILEE LINE EXTENSION</b>	<b>55</b>
IV.1 ENQUADRAMENTO HISTÓRICO DO METRO DE LONDRES	55
IV.2 A JUBILEE LINE	56
IV.2.1 PRIMEIRA FASE: JUBILEE LINE	57
IV.2.2 SEGUNDA FASE: JUBILEE LINE EXTENSION	57

<b>IV.3</b>	<b>SECÇÃO INSTRUMENTADA</b>	<b>59</b>
IV.3.1	MACIÇO INTERESSADO	59
IV.3.1.1	Solo Residual e Aluviões	62
IV.3.1.2	Cascalho do Rio Tamisa	62
IV.3.1.3	Condições Hidrológicas	63
IV.3.2	GEOMETRIA DA SECÇÃO	64
IV.3.3	PROCESSO E TEMPOS DE CONSTRUÇÃO	65
IV.3.4	CARACTERÍSTICAS DO SUPORTE	68
<b>IV.4</b>	<b>INSTRUMENTAÇÃO INSTALADA</b>	<b>69</b>
<b>IV.5</b>	<b>RESULTADOS DA INSTRUMENTAÇÃO</b>	<b>72</b>
IV.5.1	INSTRUMENTAÇÃO DO MACIÇO	72
IV.5.1.1	Assentamentos	72
IV.5.1.2	Deslocamentos Horizontais	78
IV.5.1.3	Pressões Intersticiais	79
IV.5.1.4	Tensões Horizontais Totais	82
IV.5.2	INSTRUMENTAÇÃO NO SUPORTE	84
IV.5.2.1	Deformação Diametral	84
IV.5.2.2	Tensões no Suporte	85

<b>CAPÍTULO V - ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DO TÚNEL WB NO SEGUNDO E TERCEIRO PERÍODO DE MONITORIZAÇÃO</b>	<b>87</b>
---	-----------

<b>V.1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>87</b>
<b>V.2</b>	<b>MALHA DE ELEMENTOS FINITOS</b>	<b>88</b>
<b>V.3</b>	<b>MODELOS CONSTITUTIVOS E PARÂMETROS ADOPTADOS</b>	<b>89</b>
V.3.1	PARÂMETROS DOS SOLOS	90
V.3.2	PARÂMETROS DO SUPORTE	91
<b>V.4</b>	<b>CÁLCULO BASE</b>	<b>91</b>
V.4.1	ANÁLISE DO COMPORTAMENTO A CURTO PRAZO	92
V.4.1.1	Assentamentos	92
V.4.1.2	Geração de Pressões Intersticiais	95
V.4.2	ANÁLISE DO COMPORTAMENTO A LONGO PRAZO	97
V.4.2.1	Estudo da Permeabilidade do Suporte	97
V.4.2.2	Assentamentos por Consolidação	99
V.4.2.3	Dissipação das pressões Intersticiais	101
V.4.2.4	Tensões Totais Horizontais	106
<b>V.5</b>	<b>CÁLCULO ANISOTRÓPICO</b>	<b>107</b>
V.5.1	ASSENTAMENTOS IMEDIATOS	111
V.5.2	ASSENTAMENTOS POR CONSOLIDAÇÃO	113
<b>V.6</b>	<b>CÁLCULO COM REDUÇÃO DE <math>K_0</math> NA ENVOLVENTE DO TÚNEL (ZR)</b>	<b>115</b>
V.6.1	ANÁLISE DO COMPORTAMENTO A CURTO PRAZO	117
V.6.1.1	Assentamentos Imediatos	117
V.6.1.2	Geração de Pressões Intersticiais	120
V.6.2	ANÁLISE DO COMPORTAMENTO A LONGO PRAZO	121
V.6.2.1	Assentamentos por Consolidação	121
V.6.2.2	Dissipação das Pressões Intersticiais	124
V.6.2.3	Tensões Totais Horizontais	126

<b>CAPÍTULO VI - ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DA ILE NO QUARTO E QUINTO PERÍODO DE MONITORIZAÇÃO</b>	<b>129</b>
--	------------

<b>VI.1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>129</b>
<b>VI.2</b>	<b>ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DO TÚNEL EB</b>	<b>130</b>
VI.2.1	ANÁLISE DO COMPORTAMENTO A CURTO PRAZO	131
VI.2.1.1	Assentamentos Imediatos	131

VI.2.1.2	Geração de Pressões Intersticiais	134
VI.2.2	ANÁLISE DO COMPORTAMENTO A LONGO PRAZO	136
VI.2.2.1	Assentamentos por Consolidação	136
VI.2.2.2	Dissipação das Pressões Intersticiais	138
VI.2.2.3	Tensões Totais Horizontais	140
<b>VI.3</b>	<b>DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS</b>	<b>141</b>
VI.3.1	TÚNEL WB	142
VI.3.2	TÚNEL EB	143
<b>VI.4</b>	<b>ANÁLISE DOS ESFORÇOS E DEFORMAÇÕES DO SUPORTE</b>	<b>144</b>
VI.4.1	SUPORTE DO TÚNEL WB	145
VI.4.2	SUPORTE DO TÚNEL EB	145
<b><u>CAPÍTULO VII - CONSIDERAÇÕES FINAIS</u></b>		<b><u>149</u></b>
<b><u>BIBLIOGRAFIA</u></b>		<b><u>159</u></b>
<b><u>ANEXOS</u></b>		<b><u>167</u></b>



# ÍNDICE DE FIGURAS

## **CAPÍTULO I - CONSIDERAÇÕES INICIAIS**

**1**

(sem figuras)

## **CAPÍTULO II - CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA E GEOTÉCNICA DAS ARGILAS DE LONDRES**

**5**

Figura II.1: Bacia das argilas de Londres (adaptado de Hight et al., 2003).	6
Figura II.2: Mapa geológico da Grã-Bretanha (Wikipedia, 2007).	7
Figura II.3: Esquema geral das unidades das argilas de Londres (adaptado de Hight et al., 2003).	8
Figura II.4: Minerais constituintes das argilas de Londres (adaptado de Chandler et al., 1990).	10
Figura II.5: Descontinuidades nas argilas de Londres: a) fissuras; b) juntas (Jardine et al., 2004).	11
Figura II.6: Fuso granulométrico das argilas de Londres (adaptado de King, 1991).	12
Figura II.7: Índice de plasticidade em diferentes locais: a) T5; b) St. James's Park; c) Canons Park (adaptado de Hight et al., 2003).	13
Figura II.8: Perfis de peso volúmico: a) Hight et al, 2003 (adaptado); b) Jardine, 1985 (adaptado).	14
Figura II.9: Coeficiente de impulso em repouso: a) T5; b) Waterloo (adaptado de Hight, 2003).	16
Figura II.10: Coeficiente de permeabilidade horizontal determinado "in situ " (adaptado de Dixon e Bromhead, 1999).	17

## **CAPÍTULO III - MODELO CONSTITUTIVO MIT-E3**

**19**

Figura III.1: Superfícies de cedência: a) representação no Espaço $(p', \{s_{ij}\})$ ; b) representação pelo corte XX' (Venda Oliveira, 2000).	23
Figura III.2: Modelo de descarga/recarga utilizado pelo modelo MIT-E3: a) histerese perfeita; b) histerese com deformações plásticas (Lopes, 2004).	26
Figura III.3: Trajectórias de tensões de oito ensaios não drenados (adaptado de Fourie, 1984)	30
Figura III.4: Resultados de ensaios edométricos com amostras remoldadas: a) Fourie (1984); b) Gasparre (2005).	33
Figura III.5: Trajectórias de tensões para OCR=1: a) compressão; b) extensão.	39
Figura III.6: Variação do módulo de deformabilidade com a extensão axial (adaptado de Fourie, 1984).	40
Figura III.7: Gráfico $(\sigma_A - \sigma_R)/2 - \log(\epsilon_{ax})$ (adaptado de Jardine, 1985).	41
Figura III.8: Influência do parâmetro w: a) $q$ versus $\epsilon_{ax}$ ; b) $E'$ versus $\epsilon_{ax}$ .	42
Figura III.9: Influência do parâmetro $\gamma$ : a) plano s'-t; b) $\Delta u$ versus $\epsilon_{ax}$ .	44
Figura III.10: Trajectória de tensões para $\gamma=0,5$ .	44
Figura III.11: Influência dos parâmetros $C$ e $n$ .	45
Figura III.12: Resultado dum ensaio edométrico num amostra intacta (adaptado de Gasparre, 2005).	47
Figura III.13: Influência do parâmetro $h$ .	48
Figura III.14: Influência do parâmetro $\psi_0$ : a) consolidação $K_0$ com posterior deformação hidrostática; b) consolidação hidrostática seguida de deformação vertical confinada.	49
Figura III.15: Influência na superfície de cedência.	51
Figura III.16: Influência na não linearidade para pequenas deformações.	51
Figura III.17: Influência na geração de pressões intersticiais: a) trajectórias de tensões; b) $\Delta u$ versus $\epsilon_{ax}$ .	52
Figura III.18: Influência na formulação histerética perfeita.	53
Figura III.19: Influência no desenvolvimento de deformações plásticas.	53
Figura III.20: Influência na variação da anisotropia.	54

**CAPÍTULO IV - DESCRIÇÃO E INSTRUMENTAÇÃO DA JUBILEE LINE EXTENSION** **55**

Figura IV.1: Traçado em planta da Jubilee Line (Wikipédia, 2008b).	56
Figura IV.2: Traçado da extensão da Jubilee Line (Nyren, 1998).	58
Figura IV.3: Localização dos casos de estudo (adaptado de Burland et al., 2001a).	59
Figura IV.4: Perfil Longitudinal do Túnel e Geologia Local (adaptado de Nyren, 1998).	60
Figura IV.5: Planta da área de Westminster e St. James's Park (adaptado de Nyren, 1998).	61
Figura IV.6: Perfil geológico dos furos BH S123T e BH109 (adaptado de Nyren, 1998).	61
Figura IV.7: Perfil de pressões intersticiais perto de St. James's Park (adaptado de Nyren, 1998).	63
Figura IV.8: Plano da área de St. James's Park (adaptado de Nyren, 1998).	64
Figura IV.9: Perfil da Secção e geometria do problema (adaptado de Nyren, 1998).	65
Figura IV.10: Esquema da tuneladora (adaptado de Burland et al., 2001).	66
Figura IV.11: Detalhes do suporte e suas aduelas (adaptado de Nyren, 1998).	67
Figura IV.12: Mapa da instrumentação em St. James's Park (adaptado de Nyren, 1998).	70
Figura IV.13: Perfil da secção instrumentada (adaptado de Nyren, 1998).	70
Figura IV.14: Distribuição das amarrações nos varões extensiométricos (adaptado de Nyren, 1998).	71
Figura IV.15: Instrumentação do suporte: a) localização dos equipamentos b) pormenores da instalação dos deflectómetros (adaptado de Nyren, 1998).	72
Figura IV.16: Perfil de assentamentos superficiais (adaptado de Burland et al., 2001b): a) túnel WB; b) túnel EB.	73
Figura IV.17: Variação dos perfis de assentamento em profundidade (adaptado de Nyren, 1998): a) túnel WB; b) túnel EB.	75
Figura IV.18: Assentamentos superficiais ao longo do tempo (adaptado de Burland et al., 2001).	76
Figura IV.19: Evolução no tempo dos assentamentos sobre o túnel WB a 5m de profundidade (adaptado de Nyren, 1998): a) perfil de assentamento; b) localização do ponto de inflexão.	77
Figura IV.20: Evolução no tempo dos assentamentos sobre o túnel EB a 5m de profundidade (adaptado de Nyren, 1998): a) perfil de assentamento; b) localização do ponto de inflexão.	78
Figura IV.21: Deslocamentos horizontais ao nível do eixo do túnel (adaptado de Nyren, 1998): a) túnel WB; b) túnel EB.	78
Figura IV.22: Evolução das pressões intersticiais medidas sobre o eixo vertical do túnel WB (adaptado de Nyren, 1998).	80
Figura IV.23: Evolução temporal das pressões intersticiais medidas horizontalmente ao túnel WB à profundidade de 20,3m (adaptado de Nyren, 1998).	80
Figura IV.24: Evolução das pressões intersticiais medidas sobre o eixo vertical do túnel EB (adaptado de Nyren, 1998).	81
Figura IV.25: Evolução temporal das pressões intersticiais medidas horizontalmente ao túnel EB à profundidade do eixo do túnel (adaptado de Nyren, 1998).	82
Figura IV.26: Evolução da tensão total horizontal após a construção do túnel WB (adaptado de Nyren, 1998).	83
Figura IV.27: Evolução da tensão horizontal total após a construção do túnel EB (adaptado de Nyren, 1998).	83
Figura IV.28: Deformação diametral do suporte do túnel WB (adaptado de Nyren, 1998).	84
Figura IV.29: Deformação diametral do suporte do túnel EB (adaptado de Nyren, 1998).	85
Figura IV.30: Evolução das cargas circunferenciais no suporte do túnel EB ao longo do tempo (adaptado de Nyren, 1998)	86

**CAPÍTULO V - ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DO TÚNEL WB NO SEGUNDO E TERCEIRO PERÍODO DE MONITORIZAÇÃO** **87**

Figura V.1: Malha de elementos finitos adoptada (adaptada de Addenbrooke et al., 1997).	88
Figura V.2: Bacia de subsidência à superfície.	92
Figura V.3: Perfis de assentamentos para diversas profundidades: a) z=5m; b) z=9,3m; c) z=12,8m; d) z=17,5m; e) z=22,5m; f) z=27,5m.	94
Figura V.4: Evolução em profundidade do assentamento máximo.	95
Figura V.5: Zonas em cedência imediatamente após a colocação do suporte.	95
Figura V.6: Variação da pressão intersticial imediatamente após a colocação do suporte.	96
Figura V.7: Influência da permeabilidade do suporte nos assentamentos por consolidação: a) suporte impermeável; b) suporte permeável.	98
Figura V.8: Evolução temporal do assentamento máximo sobre o eixo do túnel WB.	99

Figura V.9: Evolução do perfil de assentamentos a 5m de profundidade: a) instrumentação;	
b) modelação.	100
Figura V.10: Evolução temporal do perfil de assentamento a 5m de profundidade: a) perfil normalizado;	
b) variação de $i_p$ .	101
Figura V.11: Isolinhas dos acréscimos de pressão intersticial para $t=249$ dias.	102
Figura V.12: Evolução temporal dos resultados obtidos a diversas profundidades: a) pressão intersticial; b) variação da pressão de água.	103
Figura V.13: Evolução temporal dos resultados obtidos para a profundidade de 20,3m e à distancia de 15,5m e 25,5m do eixo vertical do túnel WB: a) pressão intersticial; b) variação da pressão de água.	104
Figura V.14: Evolução em profundidade das pressões intersticiais.	105
Figura V.15: Evolução temporal dos resultados obtidos para a profundidade de 20,3m e à distancia de 15,5m e 25,5m do eixo vertical do túnel WB: a) tensão total horizontal; b) variação da tensão.	107
Figura V.16: Perfis de assentamentos superficiais (adaptado de Addenbrooke et al., 1997): a) modelos isotrópicos; b) modelos anisotrópicos.	108
Figura V.17: Perfis de assentamentos obtidos na análise paramétrica efectuada para aferição do parâmetro $m'$ .	110
Figura V.18: Bacia de subsidência resultante do cálculo anisotrópico.	111
Figura V.19: Perfis de assentamentos resultantes do cálculo anisotrópico a diversas profundidades: a) $z=5m$ ; b) $z=9,3m$ ; c) $z=12,8m$ ; d) $z=17,5m$ ; e) $z=22,5m$ ; f) $z=27,5m$ .	112
Figura V.20: Evolução do assentamento máximo em profundidade.	113
Figura V.21: Evolução temporal do assentamento máximo.	114
Figura V.22: Evolução temporal do perfil de assentamentos normalizado para $z=5m$ .	114
Figura V.23: Comparação dos perfis de assentamentos obtidos à superfície para as diferentes ZR.	116
Figura V.24: Perfil transversal de assentamentos à superfície.	117
Figura V.25: Perfis de assentamentos resultantes do cálculo ZR a diversas profundidades: a) $z=5m$ ; b) $z=9,3m$ ; c) $z=12,8m$ ; d) $z=17,5m$ ; e) $z=22,5m$ ; f) $z=27,5m$ .	118
Figura V.26: Evolução em profundidade do assentamento máximo.	119
Figura V.27: Zonas em cedência imediatamente após a colocação do suporte.	120
Figura V.28: Isolinhas dos acréscimos de pressões intersticiais para $t=0$ dia.	121
Figura V.29: Evolução dos assentamentos máximos à superfície e a 5,5m de profundidade.	122
Figura V.30: Evolução dos perfis transversais de assentamentos a 5,0m de profundidade.	123
Figura V.31: Evolução temporal dos perfis transversais de assentamentos a 5m de profundidade: a) perfil normalizado; b) variação de $i_p$ .	123
Figura V.32: Isolinhas de acréscimos de pressões intersticiais ( $t=249$ dias).	124
Figura V.33: Evolução temporal dos resultados a diversas profundidades: a) pressão intersticial; b) variação da pressão de água.	125
Figura V.34: Evolução dos resultados obtidos a 20,3m de profundidade nos pontos SP1 e SP3: a) pressão intersticial; b) variação de pressão de água.	126
Figura V.35: Evolução temporal dos resultados obtidos nos pontos designados por SP1 e SP3: a) tensão total horizontal; b) variação da tensão.	127

## **CAPÍTULO VI - ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DA ILE NO QUARTO E QUINTO PERÍODO DE MONITORIZAÇÃO**

**129**

Figura VI.1: Comparação das bacias de subsidência obtidas para diferentes coeficientes de alívio de tensões.	130
Figura VI.2: Perfis de assentamentos imediatamente após a construção do túnel EB a diversas profundidades: a) $z=0m$ ; b) $z=5m$ ; c) $z=9,3m$ ; d) $z=12,8m$ ; e) $z=17,5m$	132
Figura VI.3: Evolução do assentamento máximo em profundidade.	133
Figura VI.4: Zonas em cedência imediatamente após a colocação do suporte do túnel EB.	134
Figura VI.5: Isolinhas dos acréscimos de pressões intersticiais para $t=0$ dia.	135
Figura VI.6: Evolução do assentamento sobre o eixo do túnel EB à superfície e a 5,1m de profundidade.	136
Figura VI.7: Evolução dos perfis transversais a 5m de profundidade.	137
Figura VI.8: Evolução no tempo dos perfis transversais de assentamentos a 5m de profundidade: a) perfil normalizado; b) variação de $i_p$ .	138
Figura VI.9: Isolinhas dos acréscimos de pressão intersticial ( $t=850$ dias).	138

Figura VI.10: Evolução temporal dos resultados a diversas profundidades: a) pressão intersticial; b) variação de pressão de água.	139
Figura VI.11: Evolução dos resultados nas células SP3 e SP1: a) pressão intersticial; b) variação de pressão de água.	140
Figura VI.12: Evolução temporal dos resultados obtidos nos pontos designados por SP1 e SP3: a) tensão total horizontal; b) variação da tensão.	141
Figura VI.13: Perfis de deslocamentos horizontais: a) $A_i$ ; b) $B_i$ ; c) $C_i$ ; d) $D_i$ .	143
Figura VI.14: Perfis de deslocamentos horizontais: a) $E_i$ ; b) $F_i$ ; c) $G_i$ ; d) $H_i$ .	144
Figura VI.15: Evolução no tempo da deformação diametral do suporte do túnel WB.	145
Figura VI.16: Evolução no tempo da deformação diametral do suporte do túnel EB.	146
Figura VI.17: Evolução no tempo das cargas no suporte do túnel EB.	147

## **CAPÍTULO VII - CONSIDERAÇÕES FINAIS**

**149**

(sem figuras)



# ÍNDICE DE QUADROS

## **CAPÍTULO I - CONSIDERAÇÕES INICIAIS** **1**

(sem quadros)

## **CAPÍTULO II - CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA E GEOTÉCNICA DAS ARGILAS DE LONDRES** **5**

Quadro II.1: Variação dos limites de consistência e plasticidade das argilas de Londres.	13
Quadro II.2: Índice de vazios e permeabilidade (adaptado de Chandler et al., 1990).	15

## **CAPÍTULO III - MODELO CONSTITUTIVO MIT-E3** **19**

Quadro III.1: Variáveis transformadas.	22
Quadro III.2: Parâmetros do modelo MIT-E3 (adaptado de Whittle, 1993).	29
Quadro III.3: Ângulos de resistência ao corte referentes às condições de estado crítico.	30
Quadro III.4: Estimativa do coeficiente de impulso em repouso referente ao estado normalmente consolidado com base em correlações.	31
Quadro III.5: Declive da linha de consolidação virgem.	32
Quadro III.6: Declive médio do ramo sobreconsolidado.	32
Quadro III.7: Parâmetros base do modelo MIT-E3.	37
Quadro III.8: Grandezas adoptadas na aferição do parâmetro $h$ .	47
Quadro III.9: Conjuntos de valores comparados.	50

## **CAPÍTULO IV - DESCRIÇÃO E INSTRUMENTAÇÃO DA JUBILEE LINE EXTENSION** **55**

Quadro IV.1: Parâmetros geotécnicos do solo residual e aluviões (Burland et al., 2001a).	62
Quadro IV.2: Parâmetros geotécnicos do cascalho do rio Tamisa (Burland et al., 2001a).	63
Quadro IV.3: Períodos de monitorização (adaptado de Nyren, 1998).	68
Quadro IV.4: Variação em profundidade do volume de perdas, distância do ponto de inflexão ao eixo do túnel e assentamento máximo (adaptado de Nyren, 1998).	74

## **CAPÍTULO V - ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DO TÚNEL WB NO SEGUNDO E TERCEIRO PERÍODO DE MONITORIZAÇÃO** **87**

Quadro V.1: Propriedade do solo residual/aluviões.	90
Quadro V.2: Propriedades do cascalho do Tamisa.	90
Quadro V.3: Propriedades geotécnicas das argilas de Londres.	91
Quadro V.4: Propriedades do suporte.	91
Quadro V.5: Variação em profundidade das características geométricas dos perfis de assentamentos.	93
Quadro V.6: Excessos de pressão intersticial dois dias após a construção do túnel WB.	96
Quadro V.7: Coeficientes de permeabilidade resultantes do estudo da permeabilidade do suporte.	98
Quadro V.8: Pressões intersticiais registadas em diversos pontos do maciço.	105
Quadro V.9: Parâmetros elásticos para implementação da anisotropia de elasticidade (adaptado de Venda Oliveira, 2000).	109
Quadro V.10: Valores referenciados para o quociente entre o módulo de distorção e o módulo de Young vertical.	109
Quadro V.11: Coeficiente de alívio de tensões e características geométricas das bacias	110

Quadro V.12: Características geométricas dos perfis de assentamentos a varias profundidades.	113
Quadro V.13: Coeficiente de alívio de tensões e volume de perdas para as diferentes ZR.	116
Quadro V.14: Características geométricas dos perfis transversais de assentamentos.	119
Quadro V.15: Excessos de pressão intersticial dois dias após a construção do túnel WB.	121
Quadro V.16: Pressões intersticiais registadas em diversos pontos do maciço.	126

## **CAPÍTULO VI - ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DA JLE NO QUARTO E QUINTO PERÍODO DE MONITORIZAÇÃO** **129**

Quadro VI.1: Características geométricas dos perfis de assentamentos.	133
Quadro VI.2: Excessos de pressão intersticial dois dias após a construção do túnel EB.	135
Quadro VI.3: Pressões intersticiais em diversos pontos do maciço.	140

## **CAPÍTULO VII - CONSIDERAÇÕES FINAIS** **149**

(sem quadros)

# SIMBOLOGIA

Embora todos os símbolos sejam descritas ao longo do presente trabalho, opta-se por apresentar uma listagem dos mais usuais para que os respectivos significados não suscitem dúvidas simplificando, também, a pesquisa dos mesmos.

## **ABREVIATURAS**

CCM	–	CamClay Modificado;
CK <sub>0</sub> UC	–	Ensaio Triaxial Não Drenando de Compressão com Consolidação $K_0$ ;
CRS	–	Ensaio de Consolidação com Deformação Controlada;
EB	–	Eastbound Tunnel;
FEM	–	Método dos Elementos Finitos;
JLE	–	Jubilee Line Extension;
LCV	–	Linha de Consolidação Virgem;
LEC	–	Linha do Estado Critico;
MC	–	Mohr-Coulomb;
MT	–	Marca Topográfica;
OCR	–	Grau de Sobreconsolidação;
OCR <sub>1</sub>	–	Grau de Sobreconsolidação Correspondente a um Estado de Tensão Hidrostático;
SPT	–	Standar Penetration Test;
SBT	–	Self Boring Pressiometer;
TE	–	Tensões Efectivas;
TT	–	Tensões Totais;
WB	–	Westbound Tunnel;
ZR	–	Zona de Redução;

**ALFABETO LATINO**

$A_t$	– actividade das argilas;
$c$	– parâmetro do modelo MIT-E3 que controla o coeficiente dos semi-eixos do elipsóide;
$C$	– parâmetro do modelo MIT-E3 que descreve a formulação histerética perfeita;
$d\lambda$	– multiplicador plástico;
$e$	– índice de vazios;
	– número de Napier;
$e_{\lambda 0}$	– índice de vazios de referencia para $p'=1\text{kPa}$ ;
$E'$	– módulo de deformabilidade;
	– módulo de Young;
$E_u$	– módulo de deformabilidade não drenado;
$G$	– densidade das partículas sólidas;
	– módulo de distorção;
$G_{max}$	– módulo de distorção para pequenas deformações;
$h$	– critério de rotura no modelo MIT-E3;
	– parâmetro do modelo MIT-E3 que controla o desenvolvimento de deformações plásticas num ciclo de descarga/recarga;
$H$	– módulo elastoplástico do modelo MIT-E3;
$i_y$	– ponto de inflexão da bacia de subsidência onde ocorre a distorção máxima;
$I_p$	– índice de plasticidade;
$I_c$	– índice de consistência;
$k$	– coeficiente de permeabilidade;
	– constante que define o tamanho do cone de rotura no MIT-E3;
$K$	– módulo tangencial do esqueleto sólido;
$K_0$	– coeficiente de impulso em repouso;
$K_0^{NC}$	– coeficiente de impulso correspondente ao estado normalmente consolidado;
$K_0^{OC}$	– coeficiente de impulso correspondente ao solo num estado sobreconsolidado;
$m'$	– quociente entre os módulos de distorção e de Young vertical;
$n$	– parâmetro do modelo MIT-E3 que descreve a formulação histerética perfeita;
$n'$	– quociente entre os módulos de Young horizontal e vertical;
$N$	– volume específico para $p'=1\text{kPa}$ ;
$p'$	– tensão média efectiva;
$p'^{rev}$	– tensão média efectiva correspondente ao ponto reversível no modelo MIT-E3;

$P$	– componente volumétrica da lei de fluxo no MIT-E3;
$q$	– tensão de desvio;
$Q$	– gradiente da função de cedência no MIT-E3;
$Q^{PP}$	– função de potencial plástico no modelo MIT-E3;
$r_c$	– escalar que exprima a proximidade entre o estado de tensão corrente e o cone do estado crítico (MIT-E3);
$r_x$	– variável do modelo MIT-E3 que descreve a orientação da superfície de cedência em relação ao cone do estado crítico;
$S$	– assentamento; – grau de saturação do solo;
$S_0$	– assentamento sob o eixo do túnel em estudo;
$S_{max}$	– assentamento máximo;
$S_t$	– parâmetro do MIT-E3 que controla o fenómeno de amolecimento;
$u$	– pressão intersticial;
$V_p$	– volume de perdas;
$w$	– teor em água; – parâmetro do modelo MIT-E3 que caracteriza o comportamento não linear para reduzidos níveis de deformação em corte não drenado de argilas sobreconsolidadas;
$w_L$	– limite de liquidez;
$w_P$	– limite de plasticidade;
$x$	– escalar do modelo MIT-E3 utilizado para satisfazer o critério da condição $K_0$ ;
$y$	– distancia medida na perpendicular ao eixo do túnel em estudo;
$z$	– profundidade;
$z_0$	– profundidade do eixo do túnel em estudo;

### ALFABETO GREGO

$\alpha$	– variável do modelo MIT-E3 que controla o tamanho da superfície de cedência; – coeficiente que simula o alívio de tensões que o maciço sofre antes da colocação do suporte;
$\alpha_{0i}$	– tamanho inicial da superfície de cedência no modelo MIT-E3;
$\delta$	– variável do modelo MIT-E3 dependente do comportamento não linear para reduzidos níveis de deformações;
$\varepsilon_a$	– extensão axial;
$\varepsilon_v$	– deformação volumétrica;

## SIMBOLOGIA

$\varepsilon_v^p$	– componente plástica da deformações volumétrica;
$\dot{\varepsilon}$	– velocidade (gradiente) de deformação;
$\phi'_{EC}$	– ângulo de resistência ao corte no estado critico;
$\phi'_{TC}$	– ângulo de resistência ao corte em compressão;
$\phi'_{TE}$	– ângulo de resistência ao corte em extensão;
$\gamma$	– distorção;
	– parâmetro do modelo MIT-E3 que controla o desenvolvimento de pressões de água nos poros induzidas por tensões tangenciais durante o corte não drenado de argilas sobreconsolidadas;
	– peso volúmico do solo;
$\kappa$	– declive da linha de descarga/recarga no plano e-ln(p');
$\kappa_{med}$	– declive médio da linha de descarga/recarga no plano e-ln(p');
$\kappa_0$	– parâmetro do modelo MIT-E3 que descreve declive inicial da fase de descarga/recarga no espaço e-lnp';
$\lambda$	– declive da LCV no plano e-ln(p');
$\nu'$	– coeficiente de Poisson;
$\rho$	– densidade;
$\sigma'$	– tensão efectiva;
$\tau$	– tensão tangencial ou de corte;
$\xi, \xi_s$	– variáveis do modelo MIT-E3 que definem o afastamento entre o estado de tensão corrente e o ponto reversível;
$\psi_0$	– parâmetro do modelo MIT-E3 que controla o coeficiente de rotação da superfície de cedência;
$\xi$	– variável do modelo MIT-E3 que afecta o coeficiente de variação do tamanho da superfície de cedência;

## VECTORES

$\{b_i\}$	– vector que descreve a orientação da superfície de cedência no MIT-E3;
$\{E_i^p\}$	– vector das componentes plásticas das deformações desviatórias transformadas no MIT-E3;
$\{s_i\}$	– vector das tensões desviatórias, expresso em termos de variáveis transformadas no modelo MIT-E3;
$\{P_i\}$	– vector das componentes desviatórias da lei de fluxo no modelo MIT-E3;
$\{Q_i\}$	– vector das componentes dos gradientes da função de cedência, em termos de variáveis transformadas $\{s_i\}$ no modelo MIT-E3;
$\{s_i^{rev}\}$	– vector das tensões desviatórias correspondentes ao ponto reversível, expresso em

termos de variáveis transformadas no modelo MIT-E3;

- $\{\beta\}$  – vector que representa a orientação do eixo do elipsóide da superfície de cedência no modelo MIT-E3;
- $\{\xi_i\}$  – vector que define a anisotropia do critério de rotura no modelo MIT-E3;





# **CAPÍTULO I**

## **CONSIDERAÇÕES INICIAIS**

Desde há muito tempo que o subsolo tem vindo a ser aproveitado pelo Homem. Consoante a era, local ou necessidades, a utilização deste espaço foi evoluindo desde necrópoles (túmulos dos faraós no Vale dos Reis no Egipto) para armazéns de cereais na era Romana até à utilização actual como por exemplo parques de estacionamento, caves e túneis.

Com o crescente aumento da população e consequente aumento do congestionamento e da poluição das cidades, os grandes meios urbanos têm vindo a transferir as redes de comunicação para o subsolo, permitindo por esta via uma melhoria da qualidade de vida dos cidadãos através da transformação de grandes eixos viários em espaços verdes e outras construções, como é o caso do “Big Dig” em Boston nos Estados Unidos da América, ou através do fornecimento de serviços de transportes públicos pontuais como os metropolitanos. Quer num caso quer no outro, estas soluções obrigam à construção de túneis normalmente pouco profundos em maciços terrosos ou em rocha branda. Os deslocamentos resultantes da escavação destas estruturas induzem deformações horizontais e verticais à superfície que podem causar danos em estruturas vizinhas.

A previsão destas deformações é comumente feita recorrendo à modelação numérica que permite a simulação, com algum rigor, do processo construtivo da obra em estudo. No entanto, o sucesso desta ferramenta está intimamente ligada à lei constitutiva utilizada bem como aos parâmetros necessários à implementação da mesma. Teoricamente, a lei constitutiva reproduzirá o comportamento do solo, mas dependendo

esta de diversas variáveis como, por exemplo, o estado de tensão, e sendo o solo um material heterogéneo, recorre-se frequentemente a modelos constitutivos simplificados que apenas modelam certos aspectos específicos, em detrimento de modelos mais sofisticados, os quais são em geral mais morosos.

Das diversas análises já efectuadas, verifica-se que existe uma boa concordância entre os valores dos assentamentos máximos observados à superfície e os calculados através desta ferramenta. No entanto, observa-se que as bacias de subsidência obtidas através da modelação numérica tendem a ser consideravelmente superiores às reais, traduzindo-se assim em menores distorções angulares, sobretudo em solos sobreconsolidados. É o caso dos túneis abertos nas argilas de Londres em que, na maioria das análises publicadas, se verifica que os declives das curvas de assentamentos obtidos por via numérica são menores do que os observados, levando a sobrestimar a zona influenciada pelos assentamentos e, logicamente, a subestimar os danos provocados nas estruturas vizinhas. Esta insuficiência dos modelos tem sido ultrapassada através de diversas soluções como a diminuição do coeficiente de impulso em repouso em redor do túnel ou admitindo um módulo de distorção menor do que o determinado experimentalmente.

Com este trabalho pretende-se, recorrendo a leis constitutivas mais complexas, nomeadamente o modelo MIT-E3, analisar a importância da utilização destas leis na previsão do comportamento dum maciço argiloso saturado e sobreconsolidado tanto a curto como a longo prazo. A escolha do modelo MIT-E3 deve-se ao facto de ser, actualmente, um dos modelos que melhor reproduz o comportamento deste tipo de solo (até graus de sobreconsolidação de 8), dado associar o modelo histerético perfeito com a formulação da superfície de plasticidade limite e com um modelo elasto-plástico.

A tese aqui apresentada divide-se em sete capítulos que se apresentam subsequentemente.

No Capítulo I justifica-se o âmbito do trabalho e apresenta-se sumariamente a estrutura da tese introduzindo os capítulos que a compõem.

No Capítulo II caracterizam-se, duma forma geral, as argilas de Londres tanto do ponto de vista geológico como geotécnico. Complementarmente, os resultados descritos por

diversos autores são apresentados, dando-se preferência às observações no local de implantação da obra e zonas adjacentes.

No Capítulo III faz-se uma apresentação sucinta do modelo MIT-E3, lei constitutiva utilizada para modelar o comportamento do maciço argiloso, descrevendo-se as suas hipóteses, equações e grandezas necessárias à sua implementação. Após esta exposição, afere-se cada um dos parâmetros do modelo com base em resultados experimentais publicados.

No Capítulo IV, após um breve resumo da história do metropolitano londrino, apresenta-se a linha prateada (Jubilee Line), dando-se principalmente ênfase à secção estudada. Para este preciso local, para além de se caracterizar o maciço interessado pelo túnel, descrevem-se aspectos como a sua geometria, processo construtivo, períodos de construção e instrumentação idealizada. Expõem-se igualmente os resultados da monitorização da obra utilizados na calibração do modelo numérico e na validação dos resultados alcançados nos diversos cálculos.

No Capítulo V, analisa-se o comportamento do primeiro túnel que intercepta a secção instrumentada, apresentando-se os resultados numéricos obtidos a curto e longo prazo e estabelecendo-se em simultâneo o seu confronto com os dados da observação. A comparação dos resultados permite ajustar alguns parâmetros geotécnicos e mecânicos, respeitando, todavia, a caracterização realizada nos capítulos anteriores.

No Capítulo VI, estuda-se o comportamento global da Jubilee Line Extension, dando-se especial relevância aos resultados referentes à construção do segundo túnel. Com intuito de validar as conclusões apresentadas no capítulo anterior, efectuou-se uma análise numérica com os pressupostos que melhor reproduziram o comportamento do primeiro túnel, confrontando-se os resultados obtidos com os dados da observação “in situ”.

No Capítulo VII expõem-se as principais conclusões do estudo realizado, propondo-se em complemento novos campos de pesquisa e trabalhos futuros.



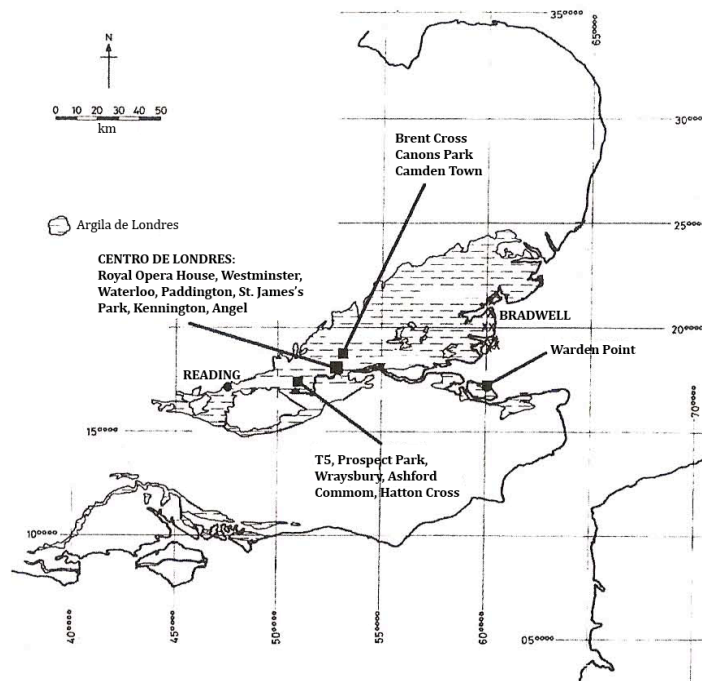
## **CAPÍTULO II**

# **CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA E GEOTÉCNICA DAS ARGILAS DE LONDRES**

### **II.1 INTRODUÇÃO**

As argilas de Londres foram, ao longo dos anos, o tema de investigação de diversas pessoas entre as quais grandes nomes da Mecânica dos Solos. Os primeiros trabalhos levados a cabo remontam à década de cinquenta e, desde então, os locais de estudo têm-se multiplicado ao longo de toda a bacia geológica ocupada por estas formações. Os resultados destas pesquisas encontram-se publicados na bibliografia da especialidade, possibilitando a avaliação das diversas características geológicas e geotécnicas necessárias para o desenvolvimento do presente estudo.

Dos vários locais onde se realizaram trabalhos de campo e amostragens, destacam-se três, devido à sua importância na obtenção dos diversos parâmetros e propriedades aqui relatadas. Esses locais, assinalados na Figura II.1, são o novo terminal de Heathrow e arredores (Prospect Park, Ashford Common, etc.) doravante designado unicamente por T5, St. James's Park e Waterloo (centro de Londres) e, finalmente, Canons Park. Sempre que possível, apresentar-se-ão valores de características do solo perto do local onde se situa a secção do túnel em estudo, de modo a tentar reproduzir o mais fielmente possível o comportamento local.



**Figura II.1: Bacia das argilas de Londres (adaptado de Hight et al., 2003).**

Atendendo à quantidade de parâmetros passíveis de discussão, opta-se por unicamente discutir as características necessárias para a correcta modelação do material e uma boa compreensão dos resultados obtidos. Convém referir que, em alguns casos, o excesso de informação dificulta a definição de alguns parâmetros. Constatase uma grande variabilidade dos valores propostos, apresentando o mesmo autor, por vezes, valores distintos para a mesma característica. A origem destas incongruências é diversa, podendo advir do facto dos estudos terem incidido em locais diferentes, serem o resultado dum pior ou melhor manuseamento dos equipamentos de ensaio ou de diferentes metodologias de recolha das amostras.

Nos próximos pontos, apresentam-se alguns aspectos geológicos das argilas bem como algumas das suas propriedades.

## **II.2 GEOLOGIA E ESTRATIGRAFIA DA BACIA DAS ARGILAS DE LONDRES**

As argilas de Londres foram depositadas em condições marinhas na era do Cenozóico (há cerca de trinta milhões de anos quando a bacia de Londres estava a assentar e o nível médio das águas do mar a subir) encimando o chamado Grupo de Lambeth que é uma

sucessão de camadas de argilas arenosas muito duras e siltosas (Hight et al., 2003). Note-se que a designação de Grupo de Lambeth veio, em 1994, substituir as designadas Formações de Woolwich e Reading (Hight et al., 2004). Entre estas duas formações pode encontrar-se a formação de Harwich constituída por areias, correspondendo ao primeiro material depositado pelo mar no estado ainda jovem e que engloba as Formações de Oldhaven e Blackheath (Hight et al., 2004). No centro de Londres, as argilas de Londres eram, na altura, um depósito de lama marítima atingindo espessuras superiores a 100m e derivavam, em parte, de argilas da era Jurássica tais como as argilas de Oxford (Hight et al., 2003). A Figura II.2 apresenta o mapa geológico da Grã-Bretanha onde se assinala a extensão da bacia em estudo.

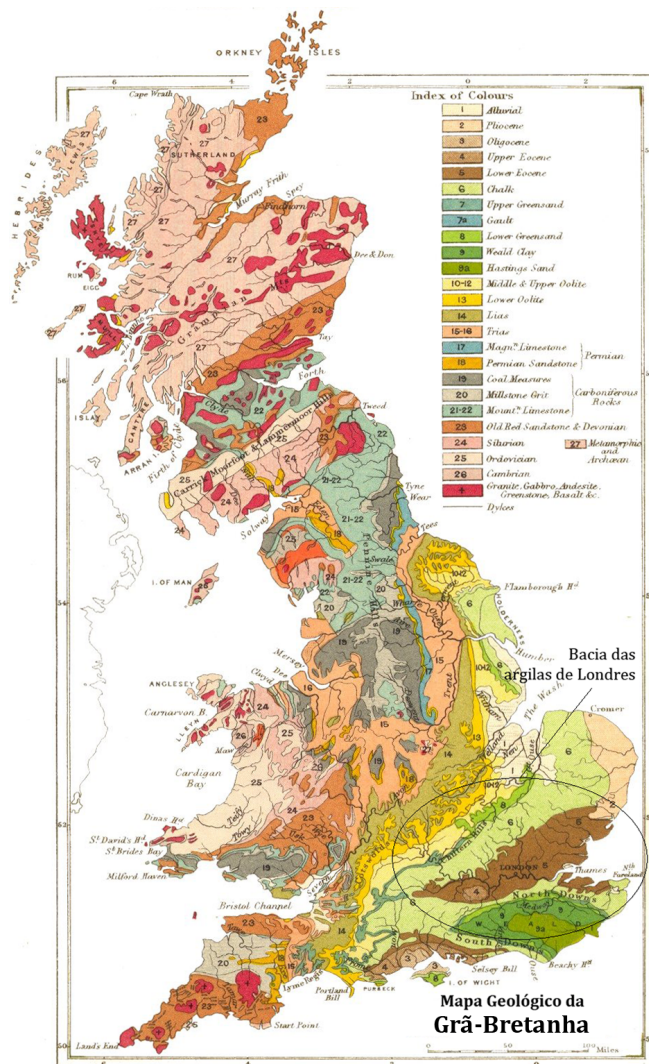


Figura II.2: Mapa geológico da Grã-Bretanha (Wikipedia, 2007).

O centro de Londres situa-se suficientemente próximo da margem da bacia, reflectindo os efeitos das alterações do nível do mar. Deste modo, os ciclos do mar e as consequentes

mudanças na sedimentação fornecem as bases para a divisão das argilas de Londres em unidades litológicas. A fauna fóssil bem como os siltes e as areias presentes também proporcionam a referida divisão. Desta forma, identificam-se cinco ciclos de deposição que dividem o estrato em igual número de unidades (A a E), sendo estas divisões mais visíveis nas margens da bacia (Hight et al., 2003). A Figura II.3 esquematiza as várias unidades, caracterizando-as geologicamente.

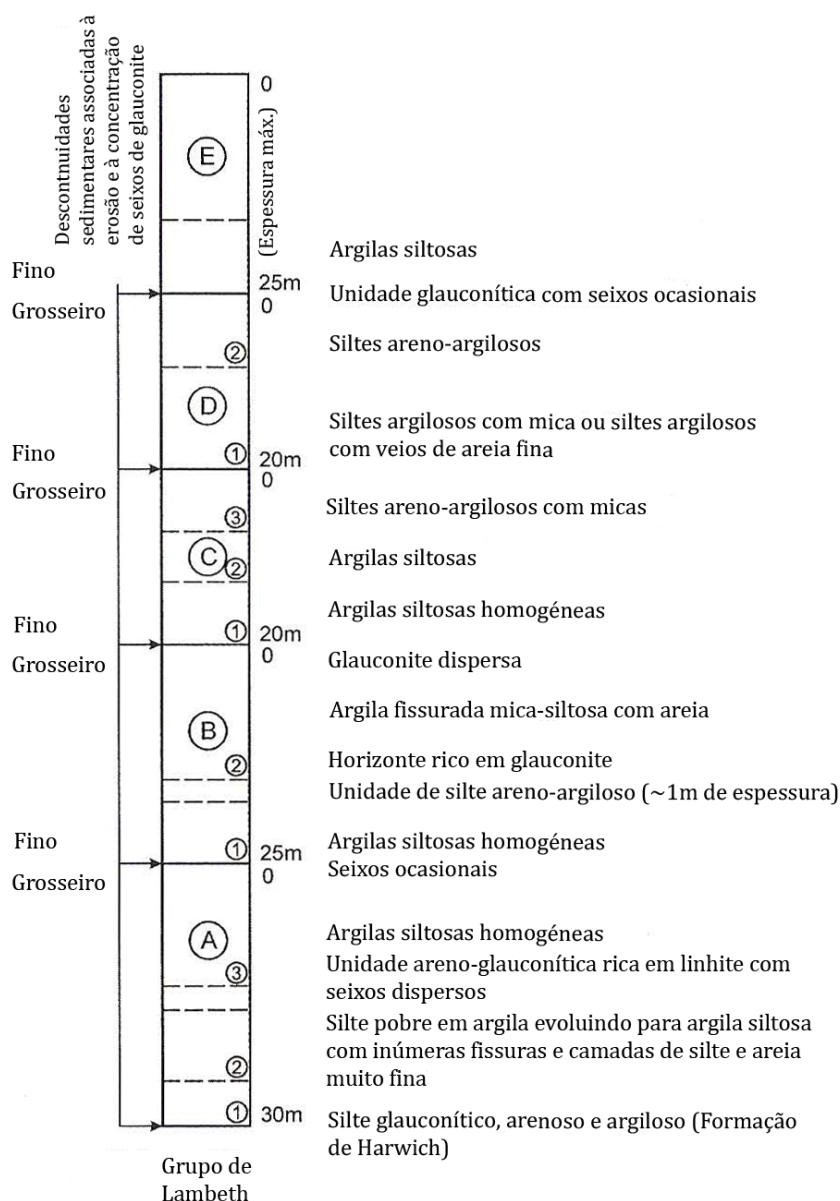


Figura II.3: Esquema geral das unidades das argilas de Londres (adaptado de Hight et al., 2003).

A unidade A é a primeira unidade litológica logo acima da Formação de Harwich. Inicialmente a parte cimeira desta unidade era incluída nas unidade das argilas de Londres como subunidade A<sub>1</sub>, no entanto esta divisão foi posteriormente esquecida



reconhecendo-se apenas as unidades A<sub>2</sub> e A<sub>3</sub> (King, 1981). A subunidade A<sub>2</sub> apresenta 12m de espessura e contem principalmente silte embora com uma distribuição muito irregular. Identificam-se várias camadas de argilas siltosas e argilas arenosas com fronteiras mal definidas o que revela reduzida flutuação do nível médio da água. A unidade A<sub>3</sub>, também com cerca de 12m de espessura, tem na base a primeira camada de argila siltosa homogénea sendo ligeiramente calcária contrariamente a unidade anterior. É nesta unidade que se pode encontrar a primeira camada de argilito (Gasparre, 2005).

Relativamente à unidade B, esta atinge uma espessura máxima de 25m e divide-se em duas partes sendo B<sub>1</sub> a fronteira (com uma espessura máxima de 1m) entre as unidades A e B onde se pode encontrar alguns seixos. Uma camada de glauconite serve de transição para a unidade B<sub>2</sub>. Nesta unidade conseguem-se identificar, embora dificilmente, alguns ciclos de sedimentação de argila siltosa (Gasparre, 2005).

As restantes unidades (C<sub>1</sub>, C<sub>2</sub>, C<sub>3</sub>, D<sub>1</sub>, D<sub>2</sub> e E) integram a sequência inteira das argilas de Londres, atingindo nalgumas localidades como Essex 150m de espessura (King, 1981). Na base (C<sub>1</sub>) encontram-se argilas siltosas homogéneas tornando-se arenosas e contendo micas à medida que se sobe nas unidades. No centro de Londres, verifica-se que, geralmente, apenas as unidades inferiores desta sequência, unidades A e B, foram preservadas tendo as unidades C, D e E sido erodidas (Hight et al., 2003).

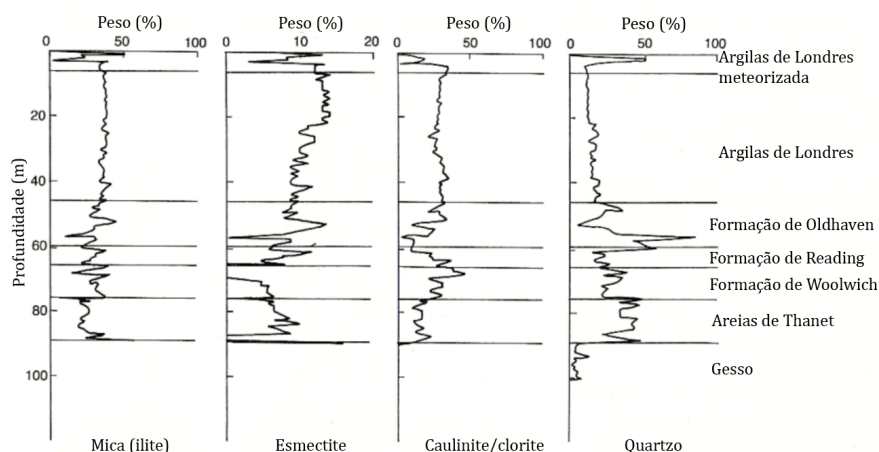
Após a deposição destes solos, verificaram-se importantes fenómenos de erosão e de meteorização que induziram alterações no seu comportamento. A erosão duma elevada espessura de sedimentos originou a sobreconsolidação das argilas sendo, sem dúvida, esse o processo mais importante. A erosão deu-se mais tarde, já na época do Pleistoceno, tendo todos os depósitos sobrejacentes sido removidos com excepção de alguns locais, especialmente no vale do Tamisa, ou seja, na cidade de Londres. Consoante os sítios, estima-se que espessuras entre 150 e 300m foram erodidas. O depósito de camadas de cascalho ao longo do vale durante a época Quaternária marcaram o fim do processo erosivo (Hight et al., 2003).

Os processos de meteorização, como a dissecação, seguiram-se à erosão e provocaram rugosidades e descontinuidades subverticais criando caminhos preferenciais de percolação, originando a oxidação dos minerais ferrosos existentes. Assim, em locais onde as argilas de Londres afloram à superfície, é habitual encontrar camadas até 9m de

espessura de argilas castanhas sobre uma fina camada de transição, encimando a massa principal da formação com cor cinzenta azulada. No vale do Tamisa, as condições são diferentes. Nesta zona, como as argilas de Londres estão recobertas de cascalho, a oxidação não teve muito impacto nas argilas e por isso a camada de argila castanha apresenta em geral uma espessura inferior a 0,5m, não se observando para profundidades superiores a 1m quaisquer consequências dos fenómenos de meteorização (Hight et al., 2003).

No que se refere à hidrologia, identificam-se dois níveis freáticos. Um nível freático profundo que compreende as unidades inferiores do grupo de Lambeth e as areias de Thanet localizadas sob as argilas de Londres ou as argilas do grupo de Lambeth. O segundo nível freático identificado é suspenso tendo como leito o topo das argilas de Londres, sendo originado fundamentalmente pela precipitação e pontualmente pelo rio Tamisa (Hight et al., 2003).

As argilas de Londres são constituídas por minerais de origem marinha contendo caulinite cristalina, illite, clorite, esmectite e montmorilonite. O silte é composto essencialmente por Quartzo e a argila pode conter pirite, carbonato de cálcio e gipso (Hight et al., 2003). A Figura II.4 ilustra a variação de alguns dos minerais atrás enunciados permitindo concluir que as argilas de Londres são maioritariamente constituídas por mica e caulinite (40% e 35% respectivamente) e que o quartzo e a esmectite representam cerca de 10% cada da mineralogia do solo.



**Figura II.4: Minerais constituintes das argilas de Londres (adaptado de Chandler et al., 1990).**

Macroscopicamente, é notável a presença de descontinuidades nas argilas de Londres sob a forma de fissuras, juntas, superfícies de deposição superficiais e superfícies de corte

tectónicas (de formação recente). As fissuras e as juntas descontinuidades de pequena escala que podem ser visualizadas até profundidades de 13m. As juntas, cuja profundidade pode variar entre poucos centímetros e 2,5m, são normais à superfície de deposição horizontal e podem atingir comprimentos superiores a 5,5m. Por sua vez, as fissuras raramente são maiores que 150mm e não apresentam direcção preferencial. O tamanho médio das fissuras diminui e o seu número por unidade de volume aumenta com a aproximação da superfície do solo indiciando uma grande influência do alívio de tensões e da meteorização na sua formação (Hight et al., 2003). A Figura II.5 exemplifica as descontinuidades mencionadas.



**Figura II.5: Descontinuidades nas argilas de Londres: a) fissuras; b) juntas (Jardine et al., 2004).**

A existência destas descontinuidades traz um problema de escala. Como as descontinuidades têm características inferiores às do solo base, o comportamento duma massa de solo é influenciada por esse facto à semelhança do que acontece na Mecânica das Rochas quando se estuda a rocha ou a sua matriz rochosa.

Relativamente às superfícies de deposição, tratam-se de simples descontinuidades com uma ondulação suave tendo uma textura um pouco rugosa.

Finalmente, são conhecidas duas falhas tectónicas situadas a 12 e 13m acima do nível médio das águas do mar relativamente a Newlyn, Cornwall UK.

## II.3 IDENTIFICAÇÃO DAS ARGILAS DE LONDRES

A correcta caracterização de qualquer solo obriga à realização de ensaios de identificação, permitindo assim inferir acerca da granulometria, plasticidade e determinar alguns índices físicos do solo. Nesta secção, faz-se um breve apanhado das propriedades mais relevantes para o presente trabalho.

### II.3.1 GRANULOMETRIA

A distribuição granulométrica das partículas sugere, como ilustra a Figura II.6, uma fracção argilosa que pode variar entre cerca de 40 e 70% . Esta percentagem de finos permite, só por si, classificar o solo, de acordo com o Triângulo de Feret, como uma argila.

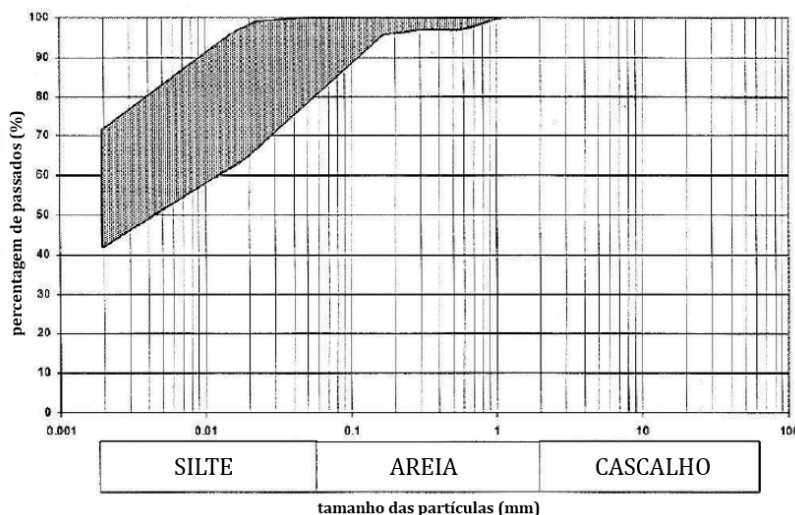


Figura II.6: Fuso granulométrico das argilas de Londres (adaptado de King, 1991).

### II.3.2 PLASTICIDADE

O conhecimento dos limites de consistência das argilas de Londres permite, além de concluir acerca da plasticidade do solo, estimar características geotécnicas através de correlações disponíveis na bibliografia..

Analisando os perfis da Figura II.7, verifica-se uma homogeneidade de valores de teores em água nos diversos locais podendo-se adoptar o valor médio de  $w=25\%$ . No entanto, no que respeita aos limites de consistência, existe uma significativa dispersão dos valores dos limites de liquidez ( $w_L$ ) e de plasticidade ( $w_p$ ) em profundidade, variando também com o local. Dado que a espessura das argilas de Londres não é constante, é frequente a

apresentação em profundidade destes parâmetros, tendo como referência o meio da unidade B em vez da superfície do terreno (Figuras III.7 a) e III.7 b)). Em T5, o meio desta unidade situa-se sensivelmente a 58m de profundidade.

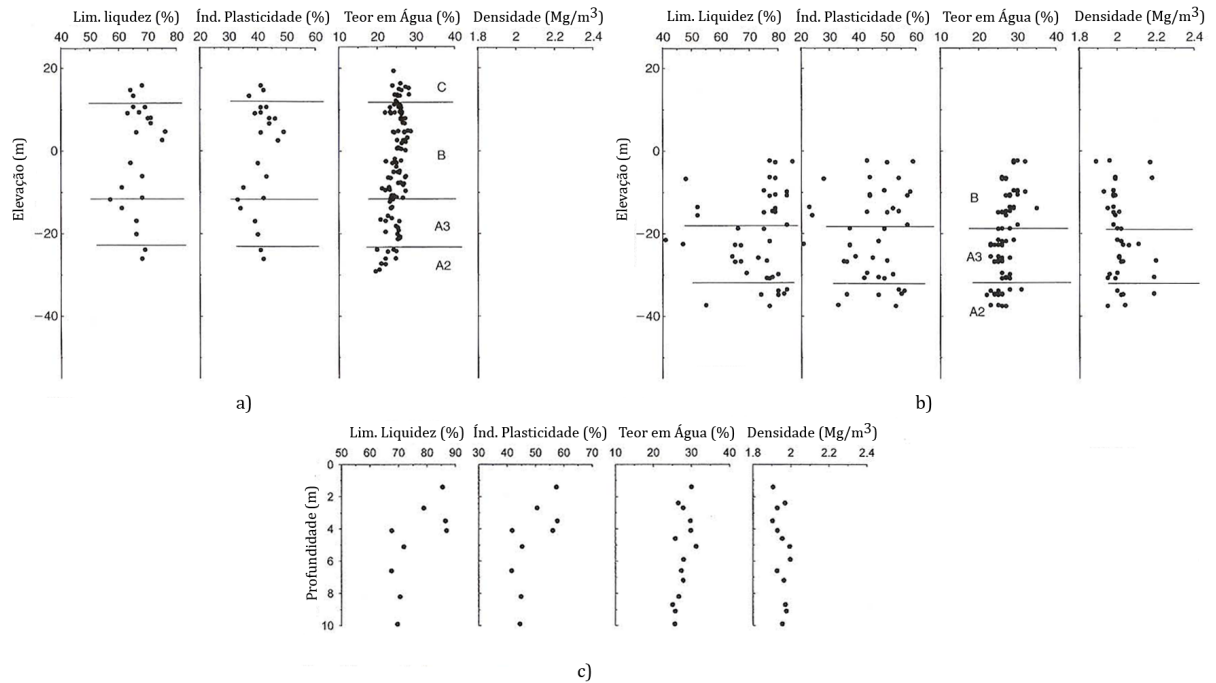


Figura II.7: Índice de plasticidade em diferentes locais: a) T5; b) St. James's Park; c) Canons Park (adaptado de Hight et al., 2003).

O Quadro II.1 resume alguns dos intervalos de valores propostos por diversos autores.

Quadro II.1: Variação dos limites de consistência e plasticidade das argilas de Londres.

	w <sub>L</sub> [min-max] (%)	w <sub>L</sub> [med] (%)	w <sub>p</sub> [min-max] (%)	w <sub>p</sub> [med] (%)	I <sub>p</sub> [med] (%)
T5 (Hight et al, 2003)	65,0-70,0	67,8	24,0-29,0	27,5	40,3
Waterloo (Bishop et al, 1965)	-	77,0	-	27,0	50,0
Canons Park (Jardine, 1985)	67,5-86,8	77,2	25,2-30,8	28,0	49,6
Bradwell (Chandler et al, 1990)	81,0-88,0	85,0	21,0-30,0	26,0	59,0

Admitindo para o limite de liquidez e o índice de plasticidade ( $I_p$ ) os valores de, respectivamente, 76,8% e 49,7% e recorrendo a equação [II.1], obtém-se um índice de consistência ( $I_c$ ) de 1,04, pelo que se conclui que a argila se classifica como dura.

$$I_c = \frac{w_L - w}{I_p} \quad [\text{II.1}]$$

Constata-se que o teor em água pode ser inferior ao limite de plasticidade, o que se reflecte num comportamento friável podendo, deste modo, dar origem a abertura de fendas o que corrobora os aspectos relativos à macroestrutura do solo.

Cruzando o índice de plasticidade com a percentagem de partículas inferiores a  $2\mu\text{m}$ , afere-se que as argilas de Londres apresentam uma actividade média ( $0,75 < A_t < 1,25$ ) o que se enquadra perfeitamente com a composição mineralógica das argilas.

### II.3.3 ÍNDICES FÍSICOS

Os perfis ilustrativos da variação em profundidade da massa volúmica para St. James's Park e Canons Park apresentados na Figura II.7 identificam claramente o valor  $\rho = 2\text{g/cm}^3$  como sendo o mais representativo da camada de argila. Convertendo este valor, obtém-se um peso volúmico de  $\gamma = 20\text{kN/m}^3$ . A Figura II.8 corrobora este valor e reforça a ideia de que a variação em profundidade do peso volúmico é mínima. Desta forma adopta-se o valor de  $20\text{kN/m}^3$  para o peso volúmico, sendo este valor coincidente com o proposto por Potts e Burland (1983) ou mais recentemente por Grammatikopoulou (2004).

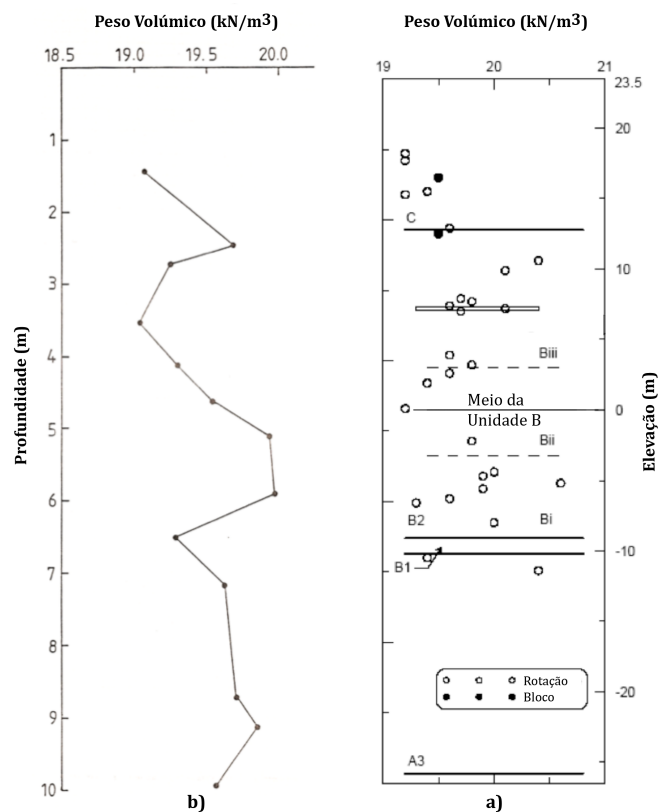


Figura II.8: Perfis de peso volúmico: a) Hight et al, 2003 (adaptado); b) Jardine, 1985 (adaptado).

Seguidamente, expõem-se resultados referentes ao índice de vazios, obtidos em amostras intactas. Chandler et al. (1990), no estudo que realizaram em Bradwell, propõem, como indicado no Quadro II.2, diferentes índices de vazios consoante a profundidade de recolha das amostras.

**Quadro II.2: Índice de vazios e permeabilidade (adaptado de Chandler et al., 1990).**

Profundidade (m)	Tipo de Ensaio	$e_0^*$	Permeabilidade	
			$k_v$ ( $10^{-11}$ m/s)	$k_h$ ( $10^{-11}$ m/s)
4,06	$k_v$ , edométrico	0,87	1,4	
4,13	$k_h$ , edométrico	0,89		2,4
10,13	$k_h$ , edométrico	0,82		2,8
10,19	$k_v$ , edométrico	0,82	1,1	
10,29	$k_h$ , triaxial	0,84		1,95-2,55
10,35	$k_v$ , triaxial	0,83	1,07-1,46	
14,08	$k_v$ , edométrico	0,83	1,0	
14,12	$k_h$ , edométrico	0,84		2,7
14,50	$k_v$ , triaxial	0,83	1,2-3,4	
20,20	$k_h$ , edométrico	0,81		1,5
20,26	$k_v$ , edométrico	0,85	1,0	

\*valores determinados para  $G=2,72$  e  $S=100\%$

Os valores apresentados na tabela merecem um reparo uma vez que os valores apresentados para o índice de vazios foram determinados supondo uma densidade das partículas sólidas de 2,72 e um grau de saturação de 100% (Chandler et al., 1990). No entanto, admite-se que estas considerações não afectam o valor do índice de vazios, dado a densidade proposta ser semelhante à proposta por Gasparre (2005) e Bishop et al. (1965), e o nível freático se localizar sobre as argilas de Londres (ver ponto II.2). Assim adopta-se como representativo de toda a camada o valor de  $e_0=0,83$ .

## II.4 COEFICIENTE DE IMPULSO EM REPOUSO

No que concerne ao coeficiente de impulso em repouso do solo, os vários resultados encontrados na bibliografia apontam para valores de  $K_0$  variando entre, sensivelmente, 3 e 1 (ver Figura II.9), observando-se uma ligeira tendência para a sua diminuição em profundidade.

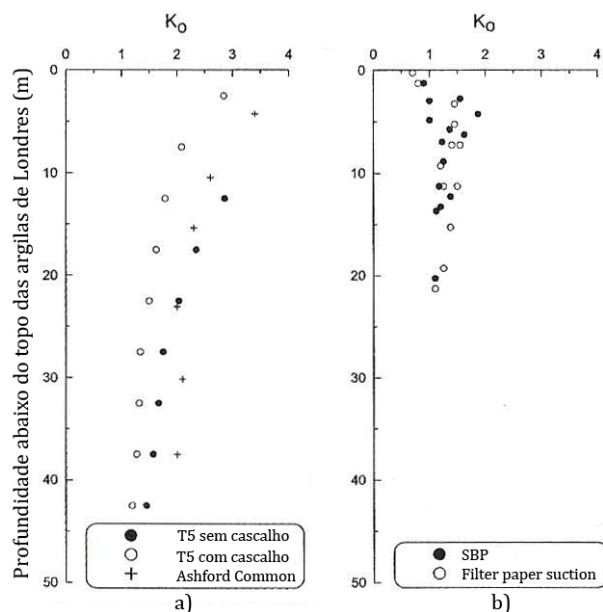


Figura II.9: Coeficiente de impulso em repouso: a) T5; b) Waterloo (adaptado de Hight, 2003).

Comparando os valores obtidos para Waterloo e T5, constata-se que o centro de Londres (Waterloo) o valor de  $K_0$ , que é ligeiramente superior à unidade, é inferior ao observado em Heathrow (T5), indiciando uma menor sobreconsolidação das argilas de Londres na zona central da cidade.

Ensaio com o pressiómetro auto-perfurador de Cambrige (SBP) realizados na zona do túnel em análise (Nyren, 1998) fornecem valores para o coeficiente de impulso em repouso perto da unidade, pelo que, no presente trabalho, se adopta  $K_0=1$ .

Utilizando este valor na equação II.2, e adoptando para a constante  $n$  quer 0,4, quer 0,5 (Matos Fernandes, 2006) e para  $K_0^{NC}$  o valor 0,617 (ver III.2.1.2) obtém-se um OCR de aproximadamente 3.

$$K_0^{OC} = K_0^{NC} \cdot (OCR)^n \quad [II.2]$$

## II.5 PERMEABILIDADE

A permeabilidade, que se traduz no coeficiente de permeabilidade, é uma característica importante no estudo da consolidação, na medida em que consoante esta seja baixa ou elevada o processo de consolidação é mais ou menos lento. Deste modo, a sua avaliação é de primordial importância para as modelação das argilas de Londres a longo prazo.



A Figura II.10 apresenta valores do coeficiente de permeabilidade para diversos locais (Wraysbury, Warden Point e Bradwell) separados por dezenas de quilômetros (ver Figura II.1), obtidos com base em diversos equipamentos, nomeadamente, piezômetros hidráulicos e permeâmetros auto-perfuradores. Constata-se que o coeficiente de permeabilidade ( $k$ ) diminui em profundidade, variando entre  $10^{-9}$  e  $10^{-11}$  e que os valores obtidos são independentes da zona estudada.

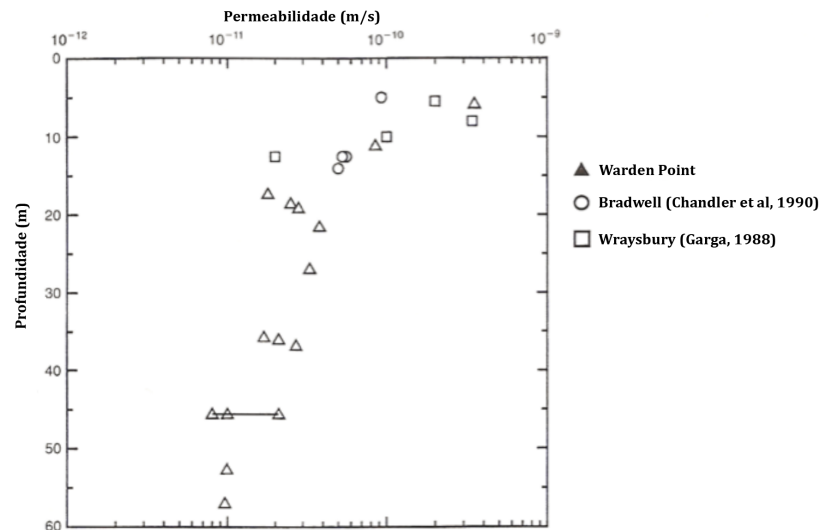


Figura II.10: Coeficiente de permeabilidade horizontal determinado “in situ” (adaptado de Dixon e Bromhead, 1999).

Comparando estes resultados com os obtidos através de ensaios edométricos e triaxiais (Quadro II.2), verifica-se que os ensaios laboratoriais fornecem valores um pouco inferiores aos alcançados “in situ”. Estes resultados permitem constatar a existência de anisotropia de permeabilidade, evidenciando valores de  $k_h$  cerca de duas vezes superiores a  $k_v$  (Chandler et al., 1990). Desta forma, os valores adoptados neste trabalho são  $k_h=2,8 \times 10^{-11}$  m/s e  $k_v=1,1 \times 10^{-11}$  m/s.



## **CAPÍTULO III**

### **MODELO CONSTITUTIVO MIT-E3**

#### **III.1 DESCRIÇÃO DO MODELO**

##### **III.1.1 INTRODUÇÃO**

O modelo MIT-E3, que corresponde à evolução dos modelos MIT-E2 e MIT-E1(2), foi inicialmente desenvolvido para estudar o comportamento de estacas em plataformas offshores, cujo aspecto crítico é a resposta dos solos de fundação a cargas cíclicas (Whittle, 1987). O modelo foi desenvolvido para descrever o comportamento de argilas normalmente consolidadas e sobreconsolidadas ( $OCR < 8$ ) e saturadas desde que o seu comportamento possa ser padronizado (Whittle e Kavvadas, 1994). Segundo estes autores, o modelo pode ser subdividido em três componentes:

- i) um modelo elastoplástico para argilas normalmente consolidadas que descreve as propriedades anisotrópicas, bem como o fenómeno de amolecimento “pós-pico”;
- ii) descrição da não linearidade existente na gama de pequenas deformações em conjunto com a resposta histerética observada em ciclos de descarga e recarga;
- iii) superfície de plasticidade.

Na base do desenvolvimento deste modelo estão estudos laboratoriais sobre o comportamento de argilas onde se concluiu que muitos dos modelos até então utilizados, como o CamClay Modificado, não permitiam simular adequadamente o comportamento

de argilas naturais. Assim, surgiu a necessidade de desenvolver um modelo mais avançado que contemplasse os seguintes aspectos observados na experimentação (Whittle e Kavvadas, 1994):

- i) muitos solos sobreconsolidados apresentam um comportamento não linear mesmo para níveis de deformação reduzidos como  $\varepsilon_a=0,005\%$  (Jardine et al., 1984);
- ii) ensaios realizados por Azzouz et al. (1989) demonstraram que a variação cíclica de carga induz um aumento das pressões de água nos poros;
- iii) dados experimentais de Whittle (1987) evidenciam que as características de descarga e recarga numa argila em corte drenado ou em compressão hidrostática exibem propriedades semelhantes: a) uma resposta mais rígida que a obtida na curva de carga primária; b) comportamento tensão-deformação histerético; c) existência de pequenas deformações irreversíveis na finalização da curva de recarga; d) transição suave entre a curva de recarga e a curva normalmente consolidada.

O modelo MIT-E3 surge com base numa intensa investigação experimental, fundamentalmente laboratorial, conjugando o comportamento histerético perfeito com a formulação da superfície de plasticidade e com modelo elastoplástico que descreve as propriedades anisotrópicas de argilas normalmente consolidadas em condições  $K_0$  (Kavvadas, 1982). Assim, este modelo incorpora importantes características do comportamento das argilas sobreconsolidadas, nomeadamente (Venda Oliveira, 2000):

- i) comportamento anisotrópico baseado em condições  $K_0$ , dependendo a orientação das superfícies de cedências do coeficiente de impulso em repouso correspondente ao estado normalmente consolidado,  $K_0^{NC}$ ;
- ii) existência de rotura, sendo estabelecido um critério de rotura que corresponde às condições do estado crítico;
- iii) possibilidade de rotação das direcções de anisotropia e consideração do fenómeno de amolecimento em condições não drenadas, sendo estes efeitos simulados pela consideração de apropriadas leis de endurecimento;

- iv) definição do comportamento de argilas sobreconsolidadas pelo grau de sobreconsolidação (OCR) e pela especificação se o estado de tensão corrente corresponde a uma trajectória de descarga ou de recarga;
- v) comportamento histerético perfeito, utilizado para determinar a rigidez e a não linearidade imediatamente a seguir ao ponto de inversão da carga;
- vi) consideração duma superfície de plasticidade, que permite o aparecimento de deformações plásticas num ciclo de descarga/recarga, bem como o acoplamento entre as componentes volumétrica e distorcional;
- vii) transição suave do estado sobreconsolidado para o estado normalmente consolidado.

Seguidamente, apresentam-se de forma sucinta as várias equações necessárias para a implementação destas características. Uma descrição mais detalhada pode ser consultada em Whittle (1991), Whittle (1993), Whittle e Kavvadas (1994) e Venda Oliveira (2000).

### III.1.2 FORMULAÇÃO DO MODELO

#### III.1.2.1 ARGILA NORMALMENTE CONSOLIDADA

A modelação do comportamento duma argila normalmente consolidado fica definida com o estabelecimento duma superfície de cedência, dum critério de rotura, duma lei de fluxo e duma lei de endurecimento.

O comportamento mecânico dum solo normalmente consolidado, com um dada trajectória de tensões efectivas ( $q/p'=\text{const.}$ ), pode ser descrito por uma superfície de cedência, inicialmente orientada com a direcção da consolidação (Whittle, 1991), descrita pela função:

$$F = -c^2 \cdot p' \cdot (2\alpha - p') + \sum_{i=1}^5 \left( \{s_i\} - p' \cdot \{b_i\} \right)^2 = 0 \quad \text{[III.1]}$$

onde  $\alpha$  é uma constante material que controla o tamanho da superfície de cedência,  $c$  é o quociente dos dois semi-eixos do elipsóide sendo uma característica do material,  $\{b_i\}$  é um tensor que descreve a orientação da superfície de cedência e  $\{s_i\}$  representa o vector

das tensões desviatórias, expresso em variáveis transformadas de acordo com o Quadro III.1.

**Quadro III.1: Variáveis transformadas.**

Tensões Efectivas	Deformações
$p' = \frac{\sigma'_x + \sigma'_y + \sigma'_z}{3}$	$\varepsilon_v = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z$
$s_1 = \frac{2\sigma'_y - \sigma'_x - \sigma'_z}{\sqrt{6}}$	$E_1 = \frac{2\varepsilon_y - \varepsilon_x - \varepsilon_z}{\sqrt{6}}$
$s_2 = \frac{\sigma'_z - \sigma'_x}{\sqrt{2}}$	$E_2 = \frac{\varepsilon_z - \varepsilon_x}{\sqrt{2}}$
$s_3 = \sqrt{2} \cdot \tau_{xy}$	$E_3 = \sqrt{2} \cdot \gamma_{xy}$
$s_4 = \sqrt{2} \cdot \tau_{yz}$	$E_4 = \sqrt{2} \cdot \gamma_{yz}$
$s_5 = \sqrt{2} \cdot \tau_{zx}$	$E_5 = \sqrt{2} \cdot \gamma_{zx}$

Estas variáveis permitem resolver problemas práticos empregando um número de variáveis mais reduzido (Whittle e Kavvadas, 1994).

A Figura III.1 ilustra a superfície de cedência com a forma dum elipsóide num espaço de tensões definido por seis dimensões. O eixo do elipsóide é orientado segundo a direcção do tensor  $\{\beta\}$  que também define a direcção da anisotropia sendo determinado por:

$$\{\beta\} = \{b_i\} + \{I\} \quad [\text{III.2}]$$

em que  $\{I^T\} = \{1 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0\}$ . Inicialmente, o tensor  $\{\beta\}$  está orientado na direcção da consolidação, rodando depois em função do carregamento segundo as leis de endurecimento. Um elemento de solo normalmente consolidado, isto é no ramo virgem, é descrito pelo estado de tensão que se localiza na extremidade da superfície de cedência, ou seja:

$$p' = 2\alpha \quad [\text{III.3}]$$

$$\{s_i\} = 2\alpha\{b_i\} \quad [\text{III.4}]$$

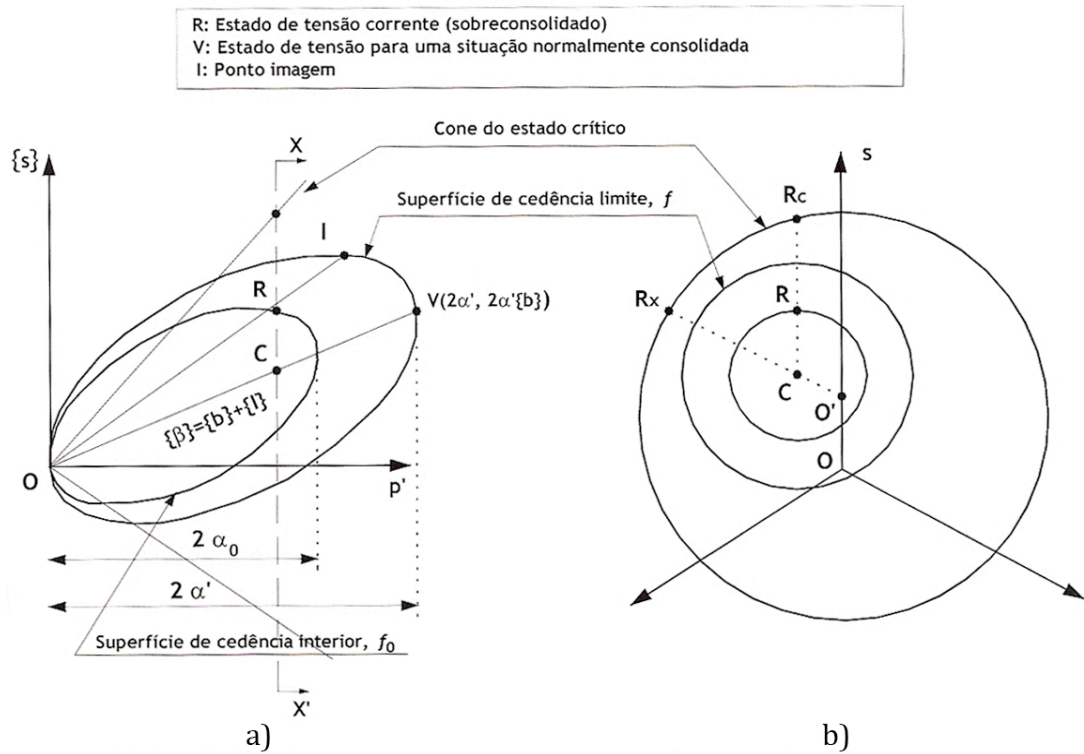


Figura III.1: Superfícies de cedência: a) representação no espaço  $(p, \{s\})$ ; b) representação pelo corte  $\Delta X'$  (Venda Oliveira, 2000).

O modelo assume para critério de rotura as condições do estado crítico. No espaço das tensões generalizadas (ver Figura III.1, este critério, descrito pela equação [III.5] é definido por um cone com vértice na origem e o eixo coincidente com a direcção  $(\{I\} + \{\xi_i\})$ .

$$h = -k^2 \cdot p'^2 + \sum_{i=1}^5 (\{s_i\} - p'\{\xi_i\})^2 = 0 \quad [\text{III.5}]$$

O parâmetro  $k$  é uma constante do material que define a abertura do cone e  $\{\xi_i\}$  um tensor que define a anisotropia do critério de rotura, sendo definido em função dos ângulos de resistência ao corte em compressão e extensão, respectivamente,  $\phi'_{TC}$  e  $\phi'_{TE}$ , em ensaios triaxiais não drenados para elevados níveis de deformação (Whittle, 1991).

O MIT-E3 utiliza uma lei de fluxo não associada para descrever as condições de rotura no estado crítico e as condições  $K_0$  para argilas normalmente consolidadas. Deste modo, quando a trajectória de tensões se aproxima do cone do estado crítico, a energia dissipada é inteiramente consumida pela deformações de corte mantendo nulas as deformações volumétricas (Maranha das Neves, 1986).

A lei de escoamento é expressa em função das componentes volumétricas ( $P$ ) e distorcionais ( $\{P_i\}$ ) e é definida com base nas derivadas da função de potencial plástico ( $Q^{pp}$ ) (Venda Oliveira, 2000):

$$P = \frac{\partial Q^{pp}}{\partial p'} = 2 \cdot c' \cdot \alpha \cdot r_c \quad [\text{III.6}]$$

$$\{P_i\} = \left\{ \frac{\partial Q^{pp}}{\partial s_i} \right\} = c^2 \cdot x \cdot (\{Q_i\} + |r_c| \cdot \{s_i\}) \quad [\text{III.7}]$$

em que as várias variáveis representam:

$\{Q_i\}$  - tensor das componentes dos gradientes da função de cedência em termos de variáveis  $\{s_i\}$ , sendo dado pela expressão [III.8];

$$\left\{ \frac{\partial F}{\partial s_i} \right\} = \{Q_i\} = 2(\{s_i\} - p' \{b_i\}) \quad [\text{III.8}]$$

$r_c$  - um escalar que exprime a proximidade do estado de tensão corrente em relação ao cone do estado crítico, sendo descrito em Whittle e Kavvas (1994) e Venda Oliveira (2000)

$|r_c|$  - o valor absoluto de  $r_c$

$x$  - um escalar utilizado para satisfazer o critério da condição  $K_0$ , sendo definido por:

$$x = \frac{\lambda}{\lambda - \kappa} \left( \frac{1 + 2K_0^{NC}}{3(1 - K_0^{NC})} - \frac{K}{2G} \frac{\kappa}{\lambda} \right) \quad [\text{III.9}]$$

com:

$\lambda$  - o declive da linha de consolidação virgem no espaço  $e$ - $\ln(p)$ ;

$\kappa$  - o parâmetro que controla o módulo tangente elástico em descarga e recarga;

As deformações plásticas volumétricas ( $\varepsilon_v^p$ ) e distorcionais ( $\{E_i^p\}$ ) são obtidas a partir das equações que se seguem:



$$\dot{\varepsilon}_v^p = d\lambda \frac{\partial Q^{pp}}{\partial p'} = d\lambda \cdot P \quad [\text{III.10}]$$

$$\{\dot{E}_i^p\} = d\lambda \left\{ \frac{\partial Q^{pp}}{\partial s_i} \right\} = d\lambda \cdot \{P_i\} \quad [\text{III.11}]$$

nas quais  $d\lambda$  representa o multiplicador plástico que se obtém a partir da teoria da plasticidade standard através (Whittle e Kavvadas, 1994):

$$d\lambda = \frac{K \cdot Q \cdot \dot{\varepsilon}_v + 2G \sum_{i=1}^5 (\{Q_i\} \{\dot{E}_i\})}{H + K \cdot Q \cdot P + 2G \sum_{i=1}^5 (\{Q_i\} \{P_i\})} \quad [\text{III.12}]$$

em que  $Q$  representa o gradiente da função de cedência em relação a  $p'$ . O parâmetro  $H$ , designado por módulo elastoplástico, é determinado a partir do estudo detalhado do comportamento de argilas normalmente consolidado em condições  $K_0$ . A forma funcional de  $H$  é seleccionada de modo a descrever (Whittle, 1993): i) linhas de consolidação virgem paralelas com declive  $\lambda$  para todas as trajectórias de consolidação no espaço das tensões efectivas, ii) endurecimento, iii) amolecimento, iv) resistência de pico, v) condições do estado crítico em situações drenadas.

$$H = 2c^2 \frac{K}{\lambda - \kappa} K \left( \alpha \cdot P - 2S_t \cdot c^2 \cdot \alpha \cdot \langle r_c \rangle \cdot x \cdot \sum_{i=1}^5 (\{Q_i\} \{b_i\}) \right) \quad [\text{III.13}]$$

Nesta expressão,  $S_t$  é uma constante material que controla o fenómeno de amolecimento. O valor de  $\langle r_c \rangle$  é utilizado para impor limites à localização do estado de tensão, não permitindo que este se localize no exterior do cone do estado crítico.

O modelo adopta duas leis de endurecimento para descrever as alterações de tamanho e de orientação da superfície de cedência, respectivamente expressas por:

$$\dot{\alpha} = \alpha \cdot \xi \cdot \dot{\varepsilon}_v^p \quad [\text{III.14}]$$

$$\{\dot{b}_i\} = \psi_0 \langle r_x \rangle \frac{1}{\alpha} (\{s_i\} - p' \{b_i\}) \dot{\varepsilon}_v^p \quad [\text{III.15}]$$

em que  $\psi_0$  é uma constante material que controla o coeficiente de rotação da superfície de cedência e  $\xi$  é uma função adimensional das variáveis de estado sendo, expressa por (Kavvadas, 1982):

$$\xi = \frac{1}{\alpha} \left( \frac{1}{2c^2 \cdot p'} \frac{H}{P} - \psi_0 \langle r_x \rangle \frac{p'}{\alpha} (2\alpha - p') \right) \quad [\text{III.16}]$$

A variável  $\langle r_x \rangle$  descreve a orientação relativa da superfície de cedência em relação ao cone do estado crítico (ver Figura III.1) sendo a sua solução analítica descrita em Venda Oliveira (2000).

### III.1.2.2 ARGILA SOBRECONSOLIDADA

O modelo MIT-E3 permite a simulação das seguintes características do comportamento de argilas sobreconsolidadas (Venda Oliveira, 2000):

- i) comportamento fortemente não linear no início da descarga e recarga;
- ii) deformações não recuperáveis num ciclo descarga/recarga;
- iii) acoplamento do comportamento volumétrico e distorcional, traduzido pela variação da tensão efectiva média durante o corte não drenado.

A simulação da complexidade das argilas sobreconsolidadas é conseguido incorporando uma superfície de plasticidade e o modelo histerético perfeito (Figura III.2 a)). Desta forma consegue-se simular o comportamento não linear duma argila sobreconsolidada num ciclo de descarga/recarga como ilustra a Figura III.2 b)).

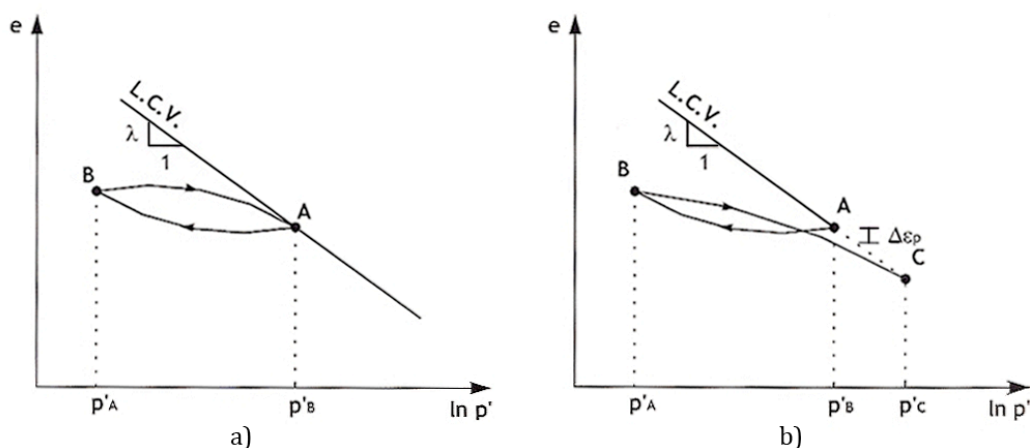


Figura III.2: Modelo de descarga/recarga utilizado pelo modelo MIT-E3: a) histerese perfeita; b) histerese com deformações plásticas (Lopes, 2004).

Na Figura III.2 a) está representado o comportamento do modelo histerético perfeito traduzido por uma lei elástica não linear descrita pela variação do módulo tangencial do esqueleto sólido:

$$K = \frac{1+e}{\kappa_0(1+\delta)} p' \quad [\text{III.17}]$$

em que:

$$\delta = C \cdot n \cdot (\ln(\xi) + \xi_s)^{n-1} \quad [\text{III.18}]$$

onde  $e$  representa o índice de vazios,  $\kappa_0$  é o declive inicial da fase de descarga/recarga no espaço  $e$ - $\ln(p')$  e,  $C$  e  $n$  são constantes do material que caracterizam o comportamento não linear para reduzidos níveis de deformação.

As variáveis adimensionais  $\xi$  e  $\xi_s$ , descritas em Venda Oliveira (2000), relacionam o estado de tensão actual  $(p', \{s_i\})$  com o estado de tensão no ponto reversível  $(p'^{rev}, \{s_i^{rev}\})$  dependendo do parâmetro  $w$  que caracteriza o comportamento não linear. O valor corrente da variável  $\kappa$  pode ser calculado em função da constante do material,  $\kappa_0$ , pela seguinte relação:

$$\kappa = \kappa_0(1+\delta) \quad [\text{III.19}]$$

O cálculo das deformações plásticas em argilas sobreconsolidadas é muito importante uma vez que (Whittle e Kavvadas, 1994):

- i) as deformações plásticas impõem o acoplamento entre o comportamento volumétrico e distorcional permitindo assim a geração de pressões intersticiais em corte não drenado introduzidas pelas tensões distorcionais;
- ii) permite obter deformações não recuperáveis num ciclo descarga/recarga (ver Figura III.2 b));
- iii) possibilita uma transição suave entre o estado sobreconsolidado e a situação normalmente consolidado.

Quando ocorrem deformações plásticas no interior da superfície descrita pela equação [III.1], esta passa a ser designada por superfície de plasticidade em vez de superfície de

cedência. O comportamento plástico num estado de tensão sobreconsolidado,  $R$ , depende do comportamento plástico no ponto imagem,  $I$ , localizado na superfície de cedência limite (Whittle, 1991). Esta situação corresponde à definição duma superfície de carga  $f_0$  que passa pelo ponto  $R$ , homotética à superfície limite  $F$ , com o coeficiente de forma,  $\alpha_0/\alpha$  (Whittle e Kavvadas, 1994). A superfície do cone controla a ocorrência de deformações plásticas no interior da superfície limite.

O ponto para o qual a trajectória de tensões atinge a primeira superfície de cedência é designado por ponto de cedência inicial e a superfície similar em forma à superfície de plasticidade é designada por superfície de cedência inicial, sendo o seu tamanho dado por  $\alpha_{0i}$ . Na fase elástica, a superfície de carga passa constantemente pelo ponto correspondente ao estado de tensão.

Quando ocorrem deformações volumetricas plásticas no interior da superfície de cedência limite, existe endurecimento da superfície de carga e da própria superfície limite. O endurecimento da superfície de carga, efectuado unicamente em termos do tamanho do elipsóide (dado pelo parâmetro  $\alpha_0$ ), é calculado com as extensões plásticas de acordo com Venda Oliveira (2000):

$$\dot{\alpha}_0 = \alpha_0 \cdot \xi \cdot \dot{\epsilon}_v^p \quad [\text{III.20}]$$

Para o cálculo do endurecimento da superfície de cedência limite, é calculada uma segunda série de deformações plásticas, designadas por pseudo deformações plásticas a partir do estado de tensão no ponto imagem (Ganendra, 1993).

## III.2 PARÂMETROS DO MODELO

O modelo MIT-E3 é controlado por quinze parâmetros: sete físicos determinados directamente através de ensaios laboratoriais ou de correlações e oito matemáticos determinados de forma indirecta através do ajuste de curvas laboratoriais por via numérica. O Quadro III.2 apresenta um resumo dos ensaios necessários para a determinação dos parâmetros que caracterizam o modelo.

**Quadro III.2: Parâmetros do modelo MIT-E3 (adaptado de Whittle, 1993).**

Ensaio Requerido	Símbolo do Parâmetro	Descrição Física/Matemática do Parâmetro
Ensaio de consolidação unidimensional (edométricos, CRS, etc.)	$e_0$	Índice de vazios para uma tensão de 100kPa na LCV.
	$\lambda$	Declive da linha de consolida virgem (LCV).
	$C$	Comportamento volumétrico em descarga não linear.
	$n$	
	$h$	
Ensaio edométrico ou ensaio triaxial com consolidação $K_0$	$K_0^{NC}$	Coefficiente de impulso em repouso normalmente consolidado.
	$2G/K$	Relação entre os módulos de distorção e o tangencial do esqueleto sólido (coeficiente de Poisson na carga inicial).
Ensaio triaxiais com corte não drenado do tipo: OCR=1 – CK <sub>0</sub> UC OCR=1 – CK <sub>0</sub> UE OCR=2 – CK <sub>0</sub> UC	$\phi'_{TC}$	Ângulos de resistência ao corte no estado critico em trajetórias de compressão e extensão.
	$\phi'_{TE}$	
	$c$	Resistência ao corte não drenada (geometria da superfície de cedência).
	$S_r$	Deformação pós-pico (amolecimento).
	$w$	Não linearidade para pequenas deformações.
	$\gamma$	Pressões neutras induzidas na fase de corte.
Coluna ressonante	$\kappa_0$	Compressibilidade para pequenas deformações.
Ensaio triaxiais drenados	$\psi_0$	Taxa de evolução da anisotropia (rotação da superfície limite) devido à história de tensões.

A apresentação e justificação dos valores adoptados no presente trabalho divide-se em quatro partes. Numa primeira parte, resumem-se os vários valores disponíveis na bibliografia para cada um dos sete parâmetros físicos, referindo-se qual o valor adoptado. As restantes oito constantes do modelo são discutidas numa segunda parte onde se expõem os resultados dos estudos paramétricos inerentes à sua obtenção. Na terceira secção, modelam-se novamente os ensaios que servem de base à aferição dos parâmetros indirectos mas comparando agora todo o conjunto de valores propostos por Whittle (1993) e os valores alcançados ao longo das duas secções anteriores para inferir acerca do efeito conjunto das grandezas no comportamento do solo. Finalmente, no quarto item, justifica-se a adopção dos parâmetros do modelo MIT-E3 utilizados no presente trabalho na modelação das argilas de Londres.

### III.2.1 PARÂMETROS DE DETERMINAÇÃO DIRECTA

#### III.2.1.1 ÂNGULOS DE RESISTÊNCIA AO CORTE NO ESTADO CRÍTICO ( $\phi'_{TC}$ E $\phi'_{TE}$ )

O Quadro III.3 apresenta uma colectânea de ângulos de resistência ao corte ( $\phi'_{TC}$ ,  $\phi'_{TE}$ ) baseados na realização de ensaios não drenados com OCR=1. Dado as condições de estado crítico corresponderem a grandes deformações, as quais são impraticáveis, estes resultado referem-se a extensões axiais de 10% (Whittle e Kavvasdas, 1994).

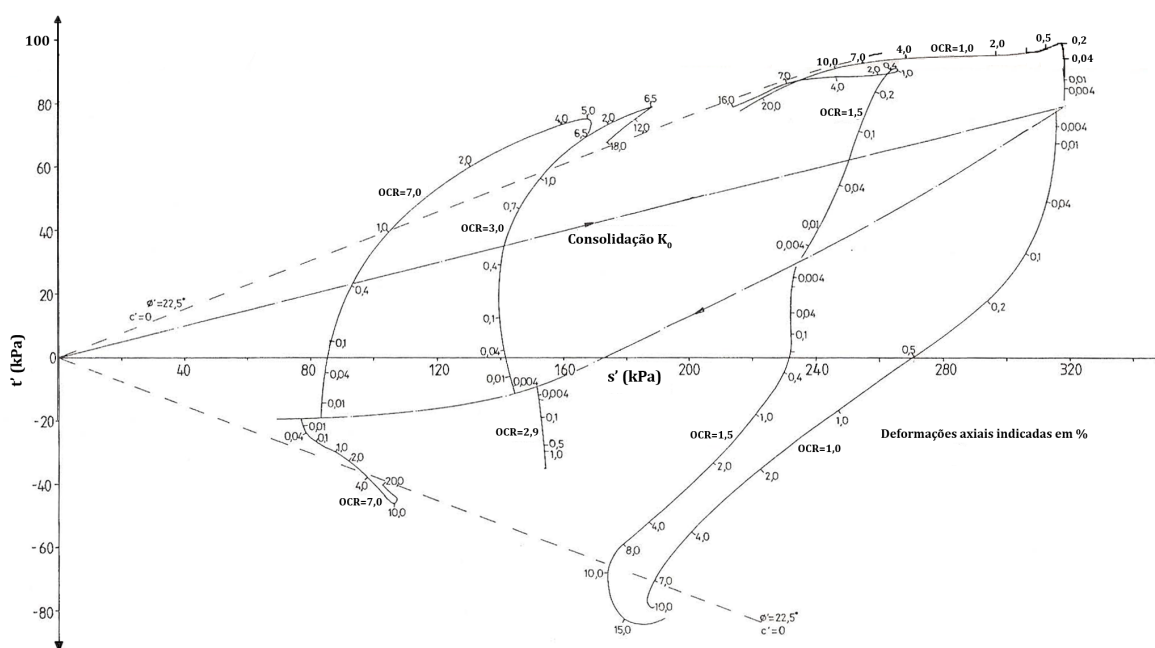
Constata-se que os valores referentes ao ângulo de resistência ao corte citados na bibliografia convergem, salva rara excepção, para o valor de  $22,5^\circ$ .

**Quadro III.3: Ângulos de resistência ao corte referentes às condições de estado crítico.**

Autor	$\phi'$
Parry (citado por Schofield e Wroth, 1968)	$22,5^\circ$
Potts e Burland (1983)	$25^\circ$
Fourie (1984)	$22,5^\circ$
Jardine (1985)	$22,5^\circ$
Grammatikopoulou (2004)	$22,5^\circ$

Dos vários autores apresentados, apenas se conhece a origem da amostra ensaiada por Jardine e Fourie, Canons Park. No entanto, o facto de todos apontarem para o mesmo valor permite assumir que a variabilidade é reduzida.

Os resultados dos ensaios de compressão e extensão realizados por Fourie (1984) e Jardine (1985) (Figura III.3), permitem constatar que o ângulo de atrito no estado crítico é independente do tipo de trajectória de tensões, assumindo o valor  $22,5^\circ$ .



**Figura III.3: Trajectórias de tensões de oito ensaios não drenados (adaptado de Fourie, 1984)**

Uma vez que estes resultados condizem com os propostos por Whittle (1993), adopta-se, no presente trabalho  $\phi'_{TC} = 22,5^\circ$  e  $\phi'_{TE} = 22,5^\circ$ .

### III.2.1.2 COEFICIENTE DE IMPULSO EM REPOUSO NORMALMENTE CONSOLIDADO ( $K_0^{NC}$ )

O coeficiente de impulso em repouso referente a condições normalmente consolidadas pode ser determinado a partir de ensaios laboratoriais, tais como ensaios triaxiais de consolidação  $K_0$ , ou estimado por correlações como por exemplo:

$$K_0^{NC} = 1 - \text{sen}(\phi') \quad (\text{Fórmula de Jacky}) \quad [\text{III.21}]$$

$$K_0^{NC} = 0,95 - \text{sen}(\phi') \quad (\text{Fórmula de Brooker e Ireland}) \quad [\text{III.22}]$$

$$K_0^{NC} = 0,19 + 0,233 \cdot \log_{10}(I_p) \quad (\text{Fórmula de Alpan}) \quad [\text{III.23}]$$

Embora na bibliografia recolhida não seja feita nenhuma referencia explícita ao coeficiente de impulso em repouso referente ao estado normalmente consolidado, é possível através de alguns dados fornecidos determinar o mesmo. Jardine (1985) apresenta uma tabela onde se resumem as condições iniciais de cada uma das séries de ensaios levados a cabo. Para um OCR de 1, as tensões iniciais para os ensaios de compressão são  $p'_0=292\text{kPa}$  e  $\sigma'_{v0}=401\text{kPa}$  e para os ensaios de extensão assumem os valores  $p'_0=289\text{kPa}$  e  $\sigma'_{v0}=397\text{kPa}$ . Com base nestes valores e recorrendo à expressão [III.24] obtém-se um coeficiente de impulso em repouso de  $K_0=0,592$ .

$$p'_0 = \frac{\sigma'_{v0} + 2 \cdot K_0 \cdot \sigma'_{v0}}{3} \quad [\text{III.24}]$$

Com base nas correlações apresentadas, estima-se no Quadro III.4 os valores de  $K_0^{NC}$ .

**Quadro III.4: Estimativa do coeficiente de impulso em repouso referente ao estado normalmente consolidado com base em correlações.**

Local da Amostra	Variáveis Independentes		$K_0^{NC}$
	$\phi'_{EC}$ (°)	$I_p$ (%)	
–	22,5	–	0,617
T5	–	40,3	0,564
Waterloo	–	50,0	0,585
Canons Park	–	49,6	0,585

Os resultados alcançados com as diversas metodologias convergem para valores entre 0,58 e 0,62. Estes valores são inferiores aos observados “in situ” (Ver secção II.4), dado não reflectirem a influência da sobreconsolidação do solo.

Atendendo à unanimidade com que os demais autores se referem ao ângulo de resistência ao corte no estado crítico e ao valor preconizado por Whittle (1993), adopta-

se o valor  $K_0^{NC}$  de 0,62, embora os restantes resultados apresentados apontem tendencialmente para um valor mais baixo.

### III.2.1.3 DECLIVE DA LINHA DE CONSOLIDAÇÃO VIRGEM ( $\lambda$ )

Este parâmetro representa o declive no ramo normalmente consolidado no espaço  $e$ - $\ln(p')$ , sendo avaliado a partir de ensaios edométricos ou de consolidação unidimensional com deformação controlada (CRS).

Por ser um parâmetro fundamental tanto na definição da LCV como da linha de estado crítico (LEC), facilmente se encontram na bibliografia referências ao mesmo. O problema reside na escolha do valor a adoptar visto a diversidade de valores encontrados como realça o Quadro III.5.

**Quadro III.5: Declive da linha de consolidação virgem.**

Autor	$\lambda$
Parry (citado por Schofield e Wroth, 1968)	0,161
Jardine (1985)	0,172
Wood (1990)	0,161
Fourie e Potts (1991)	0,2407
Atkinson (1993)	0,160
Gasparre (2005)	0,168

Com a excepção do valor proposto por Fourie e Potts (1991), verifica-se uma convergência para os valores 0,161 e 0,172 sendo, este último o proposto por Whittle (1993). Dados que os resultados das amostras ensaiadas em T5 (Gasparre, 2005) e Canons Park (Jardine, 1985), convergem para o mesmo valor, assume-se 0,172 para o declive das LCV e LEC.

Aproveita-se esta secção para introduzir o declive médio do ramo sobreconsolidado ( $\kappa_{med}$ ) no plano  $e$ - $\ln(p')$  que, embora não seja um dos quinze parâmetros do modelo MIT-E3, é requerido pelo programa de cálculo automático para se determinar o estado de tensão inicial em função do OCR. Os valores apresentados pelos diversos investigadores são assaz diferentes como se sintetiza no Quadro III.6.

**Quadro III.6: Declive médio do ramo sobreconsolidado.**

Autor	$\kappa_{med}$
Parry (citado por Schofield e Wroth, 1968)	0,062
Jardine (1985)	0,0195
Burland e Kalra (1986)	0,0125
Fourie e Potts (1991)	0,037
Gasparre (2005)	0,064



Nesta situação, a adopção dum valor indicativo do comportamento da argila em estudo é muito subjectivo dada a elevada dispersão. Conhecendo unicamente a proveniência das amostras ensaiadas por Jardine (1985) e Gasparre (2005), respectivamente Canons Park e T5, opta-se pelo valor  $\kappa_{med}=0,0195$ , apresentado por Jardine (1985), devido ao facto da generalidade dos parâmetros serem modelados a partir dos resultados deste autor.

#### III.2.1.4 ÍNDICE DE VAZIOS DE REFERÊNCIA ( $e_{\lambda 0}$ )

Por ser um índice de vazios específico do modelo, não existe nenhuma referencia explícita a este valor exceptuando as publicações dos autores do modelo. No entanto, este valor é facilmente determinado através da observação dos gráficos  $e-\log(\sigma'_v)$  que ilustram os resultados dos ensaios de consolidação.

Os resultados de Fourie (1984), coincidentes com Jardine (1985), e Gasparre (2005) referentes a Canons Park e T5, respectivamente, representados na Figura III.4, permitem avaliar o valor de  $e_{\lambda 0}$ .

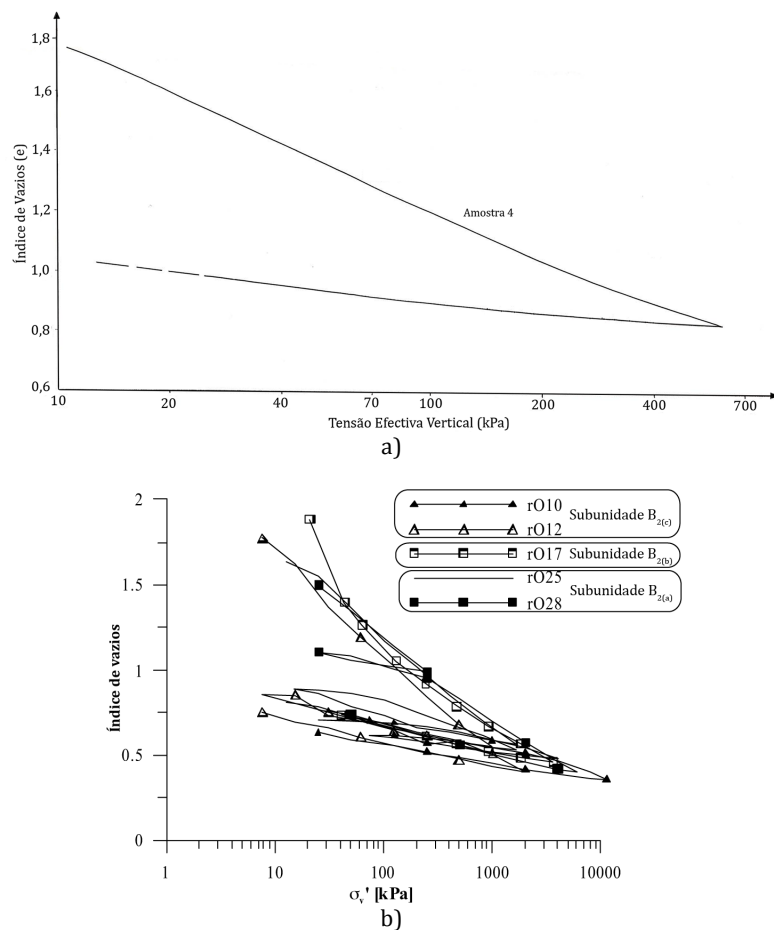


Figura III.4: Resultados de ensaios edométricos com amostras remoldadas: a) Fourie (1984); b) Gasparre (2005).

Para uma tensão de 100kPa, o valor de índice de vazios é, aproximadamente, 1,22, ou seja idêntico ao proposto por Whittle (1993), razão pela qual se adopta este valor, isto é  $e_0=1,21$ .

A partir deste índice de vazios estima-se o valor de  $e_{\lambda 0}$  (referente a  $p'=1$  kPa) requerido pelo programa de cálculo automático. Para tal, basta aplicar a expressão [III.25] que relaciona o índice de vazios para qualquer estado de tensão com a variável  $e_{\lambda 0}$ . Substituindo o índice de vazios e calculando a tensão média efectiva correspondente à tensão vertical efectiva de 100kPa, obtém-se 1,95 para  $e_{\lambda 0}$ .

$$e_0 = e_{\lambda 0} - \lambda \cdot \ln(p') \quad [\text{III.25}]$$

Na bibliografia não se encontram referências ao índice de vazios da LCV para 1 kPa mas são feitas algumas referencias ao volume específico para  $p'=1$ kPa (N). Sabendo que estas duas grandezas se relacionam através da expressão [III.26], pode deduzir-se  $e_{\lambda 0}$  a partir dos valores apresentados por Fourie e Potts (1991) e Gasparre (2005).

$$e_{\lambda 0} = N - 1 \quad [\text{III.26}]$$

Os primeiros autores propõem  $N=3,354$  enquanto que a média dos valores apresentados pelo segundo ronda  $N=2,93$ . Assim,  $e_{\lambda 0}$  varia entre 1,93 e 2,35.

No presente trabalho, opta-se por trabalhar com o valor  $e_{\lambda 0}$  de 2,005 que é o valor de índice de vazios proposto por Jardine (1985) para uma tensão vertical efectiva de 1kPa. Esta escolha reside no facto de, por uma lado, o trabalho desenvolvido por este autor servir de base à aferição dos restantes parâmetros e, por outro lado, este valor se enquadrar nos valores obtidos por Fourie e Potts (1991) e Gasparre (2005).

#### **III.2.1.5 RELAÇÃO ENTRE O MÓDULO DE DISTORÇÃO E O MÓDULO TANGENCIAL DO ESQUELETO SÓLIDO (2G/K)**

Este parâmetro pode ser determinado indirectamente por duas vias: ou através do coeficiente de impulso em repouso normalmente consolidado e do grau de sobreconsolidação referente a um coeficiente de impulso igual a unidade ( $OCR_1$ ), ou através do coeficiente de Poisson ( $\nu$ ). No primeiro caso aplica-se a expressão proposta por Whittle e Kavvadas (1994):

$$\frac{2G}{K} = \frac{(1 - K_0^{NC}) \cdot OCR_1}{\frac{1}{3}(1 + 3K_0^{NC}) \cdot OCR_1 - 1} \quad [III.27]$$

Recorrendo à expressão [II.2] e adoptando  $n=0,5$  (Matos Fernandes, 2006) e o coeficiente de impulso em repouso normalmente consolidado anteriormente discutido (ver III.2.1.2) obtém-se  $OCR_1=2,6$ . Aplicado este valor em [III.27], tem-se como resultado 1,0496.

Na segunda situação, recorre-se à teoria da elasticidade e aplica-se a expressão:

$$\frac{2G}{K} = \frac{3 \cdot (1 - 2\nu')}{1 + \nu'} \quad [III.28]$$

Os valores encontrados para o coeficiente de Poisson variam entre  $\nu'=0,2$ , como sugerido por Fourie e Potts (1991) e Potts e Burland (1983), e  $\nu'=0,3$  como Yu e Collins (1998) expõem. Aplicando estas grandezas, o intervalo de valores que se obtém para a expressão [III.58] varia entre 0,923 (para  $\nu'=0,3$ ) e 1,5 (para  $\nu'=0,2$ ).

Comparando as duas formulações, verifica-se alguma coerência nos resultados uma vez que o primeiro valor encontra-se mais ou menos a meio do intervalo delimitado pela segunda formulação. O valor proposto por Whittle (1993) aproxima-se do obtido através da expressão [III.27]. Deste modo, adopta-se  $2G/K=0,99$  ao qual corresponde um coeficiente de Poisson de  $\nu'=0,288$ .

#### **III.2.1.6 COMPRESSIBILIDADE PARA PEQUENAS DEFORMAÇÕES ( $\kappa_0$ )**

Este parâmetro é estimado a partir da velocidade das ondas de corte elásticas medida em ensaios laboratoriais como, por exemplo, a coluna ressonante ou medida em ensaios “in-situ”. A partir da velocidade, calcula-se o módulo de distorção para pequenas deformações  $G_{max}$  e, posteriormente, o módulo de compressibilidade ( $K$ ) pela relação  $2G/K$ . Finalmente, por aplicação da expressão [III.17], determina-se o  $\kappa_0$  para um determinado estado de tensão e correspondente índice de vazios.

Hight et al. (1997) apresentaram vários resultados para o módulo de distorção máximo. Apesar da campanha de ensaios realizados englobar diversos ensaios “in situ” como o cross-hole e ensaios laboratoriais (a coluna ressonante, ensaios triaxiais, etc.), opta-se por analisar apenas os resultados alcançados através de ensaios triaxiais não drenados de compressão e extensão com recurso a “bender elements”. Estes ensaios foram

realizados em amostras intactas recolhidas a grande profundidade (sensivelmente 50m) e foi assumido um coeficiente de impulso em repouso de 0,7. Para a trajectória de compressão, cujo estado de tensão inicial é  $p'=100\text{kPa}$ , foi estimado um  $G_{max}=208\text{MPa}$  e no ensaio de extensão, para  $p'=106\text{kPa}$ , o módulo de distorção é de  $214\text{MPa}$ .

A estimativa do índice de vazios é conseguida através da análise da Figura III.12 que fornece os resultados dum ensaio edométrico realizado numa amostra intacta. Uma vez que, quer os módulos de distorção quer os estados de tensão iniciais não diferem muito, opta-se por trabalhar com os valores médios, ou seja,  $p'=103\text{kPa}$  e  $G_{max}=211\text{MPa}$ . Recorrendo à expressão [III.24] obtém-se uma tensão efectiva vertical de  $128,75\text{kPa}$  à qual corresponde um índice de vazios de, aproximadamente, 0,8.

Finalmente, substituindo todas as variáveis da expressão [III.17] pelos respectivos valores, obtém-se um  $\kappa_0$  de 0,00043 que é cerca de metade do proposto por Whittle (1993). Esta diferença talvez se deva ao facto do valor determinado anteriormente ser referente a amostras intactas e o valor proposto pelo autor do modelo ser alusivo a amostras remoldadas à semelhança do que acontece com os restantes parâmetros.

Em suma e uma vez que não foi encontrada nenhuma referência directa a este parâmetro, adopta-se o proposto por Whittle (1993), ou seja,  $\kappa_0=0,001$ .

### III.2.2 PARÂMETROS DE DETERMINAÇÃO INDIRECTA

A aferição dos valores de determinação indirecta é conseguida por via numérica confrontando os resultados obtidos por via numérica com os resultados dos ensaios. Como já foi anteriormente referido, os trabalhos de Fourie (1984) e Jardine (1985) estão a montante de grande parte da modelação feita neste subcapítulo. Estas duas obras, para além de reportarem uma grande variedade de informação, também apresentam como é que os ensaios foram realizados, o que permite uma boa modelação dos mesmos.

Tendo como base a descrição dos parâmetros apresentados no Capítulo II e no Subcapítulo III.2.1, seguidamente discutem-se e apresentam-se os resultados seguindo uma lógica de ensaios. Primeiramente são apresentadas as conclusões para as grandezas baseadas em ensaios triaxiais ( $S_t$ ,  $c$ ,  $w$ ,  $\gamma$ ), seguidamente apresentam-se os resultados

para os parâmetros relacionados com ensaios edométricos ( $C$ ,  $n$ ,  $h$ ) e, para concluir, discute-se uma análise paramétrica efectuada para estimar o parâmetro  $\psi_0$ .

A aferição das grandezas matemáticas do modelo MIT-E3 tem como base os valores propostos por Whittle (1993). Assim, o conjunto constantes materiais propostas pelo autor é o ponto de partida de cada modelação, nas quais apenas se faz variar isoladamente cada um dos parâmetros em estudo. No Quadro III.7 estão sintetizados os parâmetros base do modelo tanto de avaliação directa como indirecta, bem como de outras variáveis necessárias à correcta modelação.

**Quadro III.7: Parâmetros base do modelo MIT-E3.**

$K_0^{NC}$	0,62		$w$	0,20
$\phi_{TC}^i$ (°)	22,5		$\gamma$	0,5
$\phi_{TE}^i$ (°)	22,5		$C$	65
$e_{\lambda 0}$	2,005		$n$	1,5
$\lambda$	0,172		$h$	0,1
$\kappa_0$	0,001		$\psi_0$	100
$\nu'$	0,288		$\kappa_{med}$	0,195
$S_t$	3,90		$k_v$ (m/s)	$2,8 \times 10^{-11}$
$c$	0,80		$k_h$ (m/s)	$1,1 \times 10^{-11}$

Os restantes parâmetros necessários à modelação – coeficiente de impulso em repouso, índice de vazios inicial, grau de sobreconsolidação – são apresentados aquando da discussão das diversas modelações uma vez que estas grandezas estão relacionadas com as condições iniciais de cada ensaio.. Apenas falta referir que os resultados obtidos através da aplicação dos valores propostos por Whittle (1993) são referenciados nos diversos gráficos por “Whittle”.

### **III.2.2.1 AMOLECIMENTO E GEOMETRIA DA SUPERFÍCIE DE CEDÊNCIA ( $S_t$ E $c$ )**

Os parâmetros  $S_t$  e  $c$  controlam, respectivamente, o amolecimento e a geometria da superfície de cedência e são determinados a partir das trajectórias de tensões de provetes normalmente consolidados em condições  $K_0$  submetidos a ensaios de compressão e extensão não drenados. Dado que ambos os parâmetros incidem sobre a mesma variável, que neste caso é a superfície de cedência, opta-se por estudar os seus efeitos em conjunto.

As trajectórias de tensões ilustradas na Figura III.3 constituem a base para a determinação destes dois parâmetros. Embora esta figura apresente resultados para

quatro OCR diferentes, apenas os caminhos correspondentes ao estado normalmente consolidado são analisados, dado o processo de determinação das grandezas  $S_t$  e  $c$  incidir unicamente sobre amostras com OCR=1.

Nos cálculos considerou-se o estado de tensão inicial a que as amostras foram submetidas. De acordo com Jardine (1985), o estado de tensão inicial para o ensaio de compressão é de  $\sigma'_v=401\text{kPa}$  e  $p'=292\text{kPa}$ , e, no ensaio de extensão,  $\sigma'_v=397\text{kPa}$  e  $p'=289\text{kPa}$ . Em ambos os casos, o coeficiente de impulso em repouso é de 0,592. No que concerne ao índice de vazios inicial, o seu valor é determinado a partir da Figura III.4 a), obtendo-se, para uma tensão de 400kPa, um índice de vazios de aproximadamente 0,98.

A primeira modelação realizada utiliza, para além dos parâmetros discutidos no parágrafo anterior, os resumidos no Quadro III.7 sendo denominada por “Whittle”. Nas restantes modelações, efectua-se, para as duas trajectórias (compressão e extensão), cálculos em que se combinam os conjuntos de valores  $\{4;6;8\}$  e  $\{0,6;0,8;1,0\}$  atribuídos a  $S_t$  e  $c$ , respectivamente. A Figura III.5 ilustra as várias trajectórias de tensões obtidas nos diversos cálculos. Opta-se por separar os ensaios de compressão e extensão para permitir um ajuste da escala mais adequado a cada uma das situações.

Observando a Figura III.5, verifica-se que, quaisquer que sejam os valores adoptados para  $S_t$  e  $c$ , em nenhum dos casos se consegue reproduzir exactamente a curva laboratorial, nomeadamente o pico e a curvatura observados nas trajectórias de compressão e extensão, respectivamente. Este desajuste da realidade era espectável uma vez que a superfície de cedência do modelo corresponde a um elipsóide, sendo este tipo de trajectória seguido até atingir o estado crítico.

Analisando apenas as trajectórias de extensão (Figura III.5 b)), verifica-se que a evolução qualitativa das várias modelações é semelhante, sendo que o melhor ajuste é conseguido a partir dos valores propostos por Whittle (1993) que, graficamente, coincide com a curva do conjunto de valores  $\{c;S_t\}=\{0,8;4\}$ . Verifica-se também que os resultados numéricos apresentam dois pontos de inflexão reproduzindo, assim, as alternâncias das concavidades da curva respeitante ao ensaio. Para os dois conjuntos de valores referidos, o estado de tensão na LEC é igual ao observado laboratorialmente.

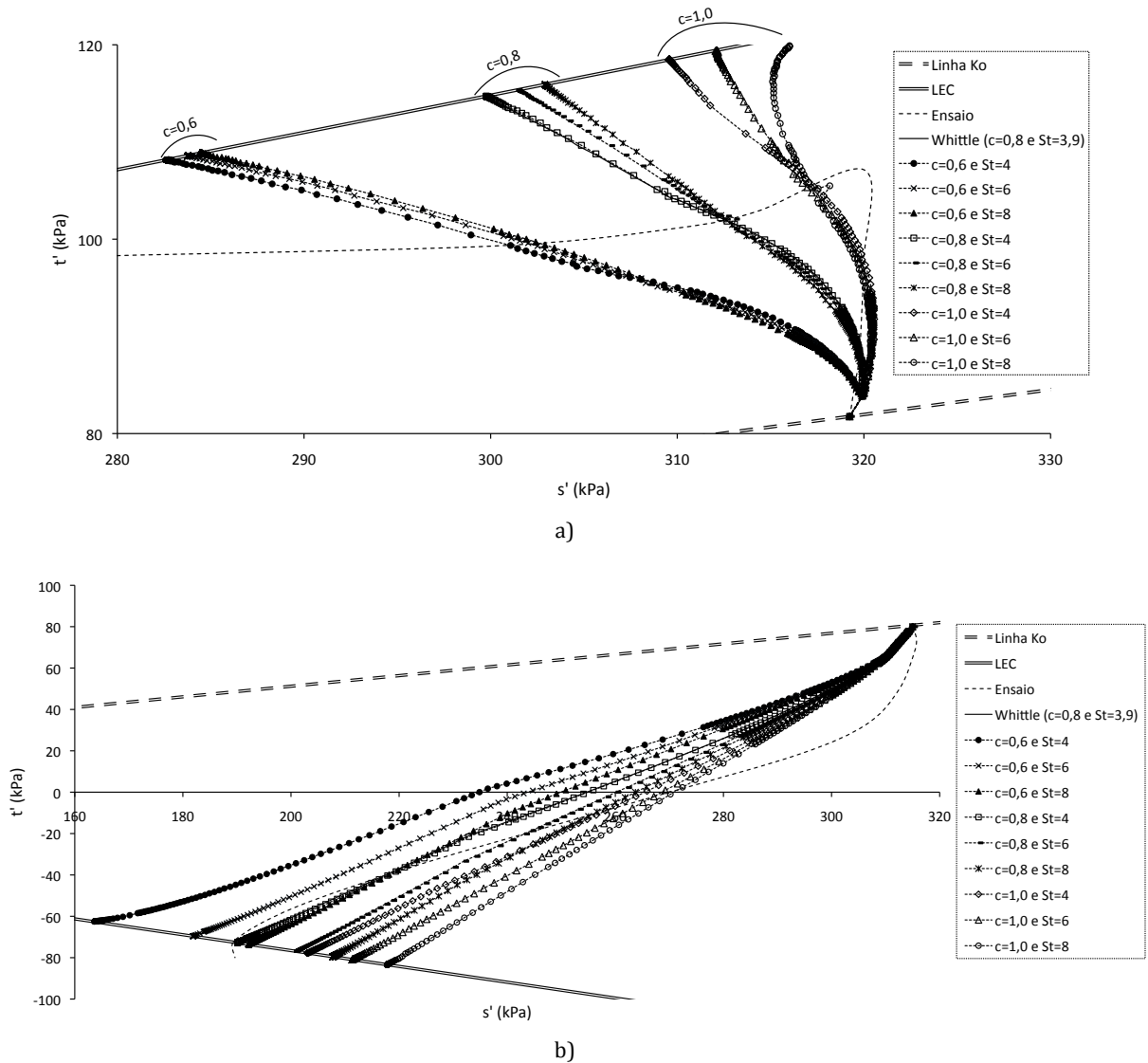


Figura III.5: Trajetórias de tensões para OCR=1: a) compressão; b) extensão.

Já no que diz respeito às trajetórias de compressão, a análise é mais difícil. Se para pequenas deformações, algumas modelações traduzem bem o que se passa, a aproximação à LEC é completamente diferente da realidade. As curvas são secantes à LEC quando deveriam ser tangentes. Uma maneira de conseguir atenuar estas aproximações é diminuindo o valor do parâmetro  $c$ , como ilustram os primeiro três conjuntos de modelação da Figura III.5 a). No entanto, observa-se que utilizando valores mais pequenos para esta grandeza, deixa de haver um bom ajuste para pequenas deformações porque as curvas tendem a ser mais inclinadas não acompanhando a subida inicial da curva real. Esta maior inclinação pode ser explicada pelo baixo valor do ângulo de resistência ao corte correspondente ao estado crítico ( $22,5^\circ$ ), dado a LEC estar muito próxima da linha de consolidação  $K_0$  o que inviabiliza o tradicional desenvolvimento do

elipsóide de cedência. Finalmente, observa-se que a modelação baseada nos parâmetros base de Whittle (1993) ajusta-se bem na fase inicial do ensaio e que apresenta uma curvatura mais regular que a obtida com as restantes combinações de parâmetros.

Em suma, atendendo aos resultados obtidos, quer em compressão quer em extensão, opta-se por adoptar os valores propostos por Whittle (1993), ou seja,  $S_t=3,9$  e  $c=0,8$ .

### III.2.2.2 NÃO LINEARIDADE PARA PEQUENAS DEFORMAÇÕES ( $w$ )

O parâmetro  $w$  controla o comportamento não linear em corte não drenado para reduzidos níveis de deformação, ou quando o ponto representativo do estado de tensão se encontra suficientemente afastado da superfície de cedência limite (Venda Oliveira, 2000). A sua estimativa é conseguida modelando ensaios triaxiais do tipo  $CK_0UC$  em provetes ligeiramente sobreconsolidados ( $OCR=1,5 - 2$ ) e comparando a evolução do módulo de deformabilidade. Na análise, são considerados os resultados de Fourie (1984) e Jardine (1985) representados, respectivamente na Figura III.6 e Figura III.7.

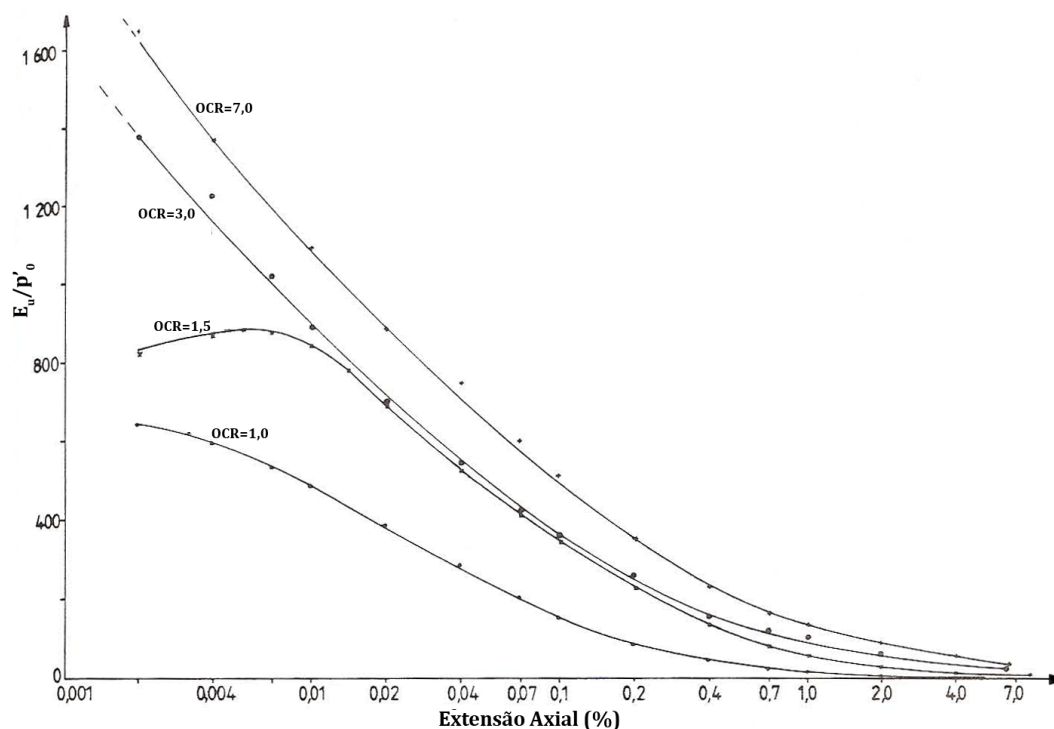


Figura III.6: Variação do módulo de deformabilidade com a extensão axial (adaptado de Fourie, 1984).



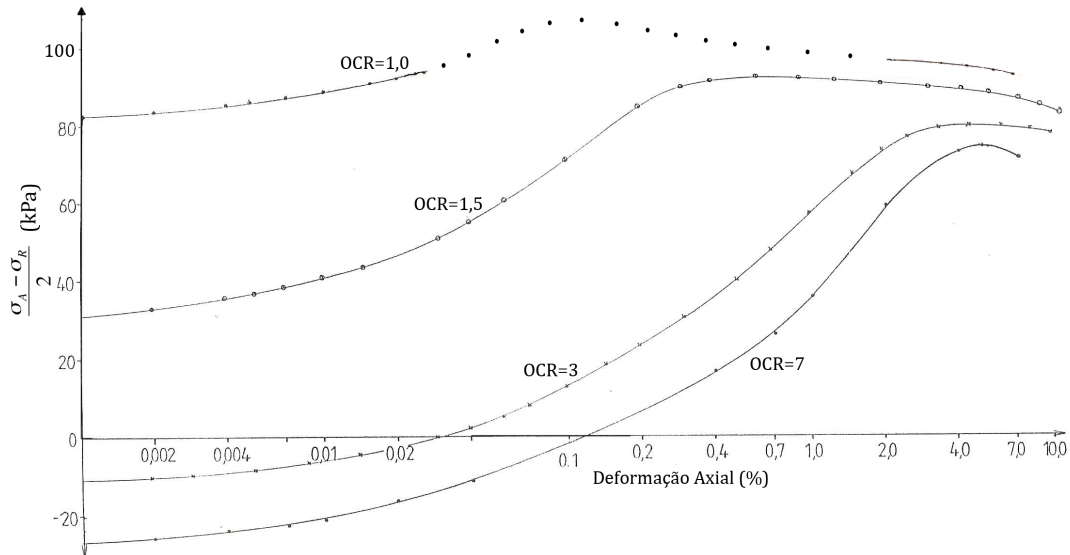


Figura III.7: Gráfico  $(\sigma_A - \sigma_R)/2 - \log(\epsilon_{ax})$  (adaptado de Jardine, 1985).

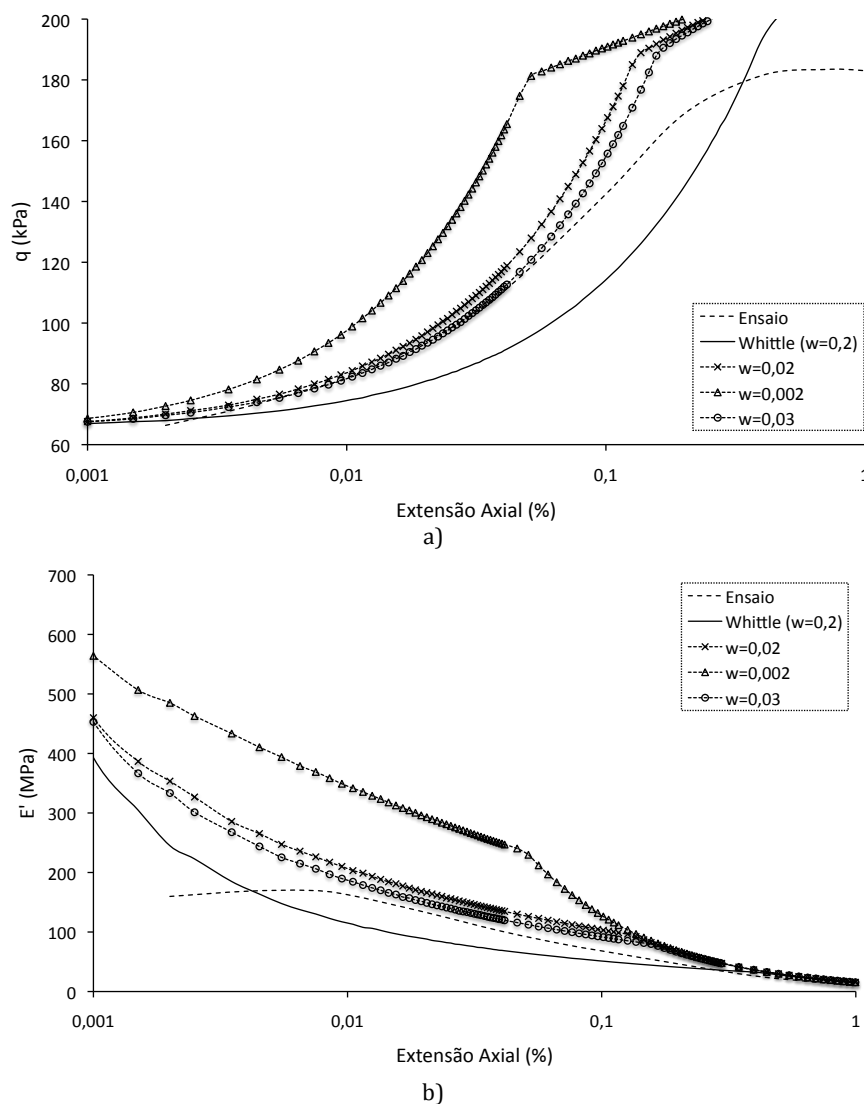
Apesar de, na Figura III.6, a deformabilidade – não drenada – se encontrar normalizada para  $E_u/p'_0$ , é possível retirar o módulo de deformabilidade,  $E'$ , aplicando a seguinte expressão apresentada por Atkinson e Bransby (1978):

$$E' = \frac{2 \cdot E_u \cdot (1 + \nu')}{3} \quad [\text{III.29}]$$

O estado de tensão inicial é de  $\sigma'_v = 267 \text{ kPa}$  e  $p' = 225 \text{ kPa}$  (Jardine, 1985), correspondendo a  $K_0 = 0,764$ . Relativamente ao índice de vazios, não dispondo de qualquer informação, opta-se pela determinação automática do mesmo pelo programa de cálculo.

A modelação do parâmetro  $w$  é dividida em duas partes de modo a facilitar a obtenção do melhor valor. Primeiramente, afere-se a ordem de grandeza efectuando três cálculos com os valores de 0,2 (proposto por Whittle, 1993), 0,02 e 0,02. Numa segunda fase, ajusta-se o valor de  $w$ , dentro da ordem de grandeza que melhor se adequa ao ensaio real.

Na Figura III.8 apresentam-se os resultados numéricos dos cálculos efectuados.



**Figura III.8: Influência do parâmetro  $w$ : a)  $q$  versus  $\epsilon_{ax}$ ; b)  $E'$  versus  $\epsilon_{ax}$ .**

Da análise da figura, facilmente se conclui que o valor  $w$  de 0,2, sugerido por Whittle (1993) não se ajusta ao ensaio modelado ficando as curvas aquém dos pontos do ensaio à semelhança do que acontece com  $w=0,002$ . Assim, a ordem de grandeza das centésimas é a que melhor se adequa.

Observando apenas a curva correspondente a  $w=0,03$ , verifica-se um ajuste perfeito na representação  $q$ - $\epsilon_{ax}$  para reduzidos níveis de deformação. No entanto, no que concerne à Figura III.8 b), a curva fica um pouco acima dos resultados experimentais (Fourie, 1984) embora possua uma evolução muito semelhante.

Concluindo, o valor adoptado é de  $w=0,03$  em vez do proposto por Whittle (1993). Embora este valor seja substancialmente diferente (cerca de dez vezes menos) enquadra-

se dentro de outros valores também propostos pelo autor supramencionado como é o caso das “Boston Blue Clay” que são simuladas com  $w=0,07$  (Whittle et al., 1994)

### **III.2.2.3 DESENVOLVIMENTO DE PRESSÕES INTERSTICIAIS ( $\gamma$ )**

Este parâmetro controla o desenvolvimento de pressões de água nos poros induzidas pelas tensões tangenciais durante o corte não drenado de argilas sobreconsolidadas (Venda Oliveira, 2000), sendo normalmente avaliado através da modelação de ensaios triaxiais  $CK_0UC$  em amostras com  $OCR=2$ .

Devido à falta de dados e de resultados concretos, a determinação deste parâmetro levanta dois problemas. Primeiro, na bibliografia que serve de base à aferição dos parâmetros, apenas são tratadas amostras com  $OCR=1,5$  ou  $OCR=3$ . Assim, a modelação é feita com o grau de sobreconsolidação que melhor se adapta à situação, ou seja  $OCR=1,5$ . O segundo problema prende-se com a inexistência de resultados directos no que concerne à variação da geração de pressões intersticiais com a extensão axial em ensaios de compressão. No entanto, uma vez que na Figura III.3 se encontram indicadas extensões axiais para alguns estados de tensão, esta segunda questão pode ser resolvida estimando-se as pressões intersticiais com base nas trajectórias de tensões totais e efectivas.

De acordo com o que é referenciado no Capítulo III.2.2.2, o estado de tensão inicial para a amostra com  $OCR=1,5$  é  $\sigma'_v=267\text{kPa}$  e  $K_0=0,764$ .

A influência do parâmetro  $\gamma$  é analisada através de incrementos de 0,5 ao valor base de 0,5 (preconizado por Whittle (1993)), mantendo os restantes parâmetros que constam do Quadro III.7 inalterados.

Na Figura III.9 apresentam-se os resultados obtidos em função da evolução do acréscimo da pressão intersticial.

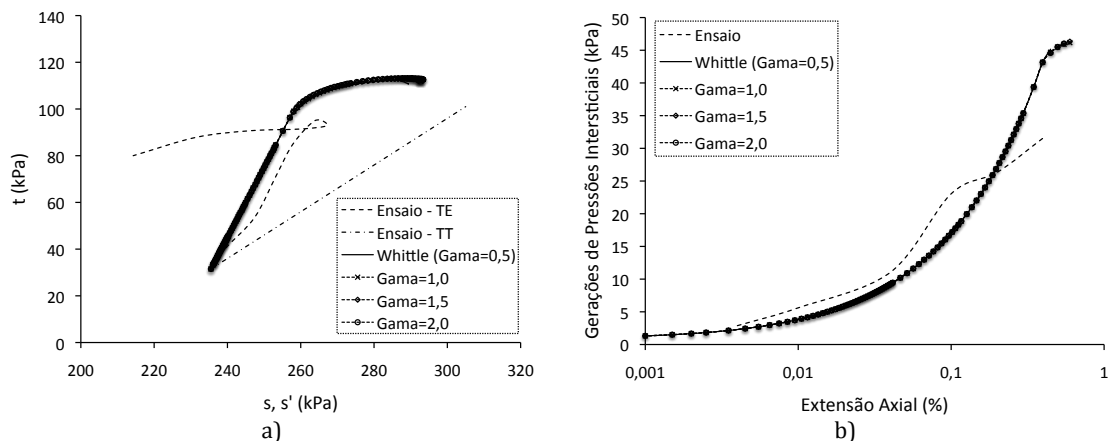


Figura III.9: Influência do parâmetro  $\gamma$ : a) plano  $s'$ - $t$ ; b)  $\Delta u$  versus  $\epsilon_{ax}$ .

Da análise das figuras conclui-se que, neste caso concreto, o parâmetro em estudo não tem qualquer influência tanto na trajetória de tensões como na geração de pressões intersticiais para reduzidos níveis de deformação ( $\epsilon_{ax} < 1\%$ ). Observa-se também que o desenvolvimento das curvas é sensivelmente paralelo ao real, embora se verifique, na Figura III.9 a), um desfasamento da modelação logo no início do caminho de tensões. Presume-se que esta diferença seja devida a problemas no início do corte. Para comprovar esta hipótese, efectua-se uma nova modelação, com  $\gamma = 0,5$ , deslocando ligeiramente a trajetória da modelação cujo resultado se apresenta na Figura III.10. O resultado obtido vem no sentido de corroborar a suposição feita. Relativamente à geração de pressões intersticiais com o aumento das deformações, o ajuste é satisfatório.

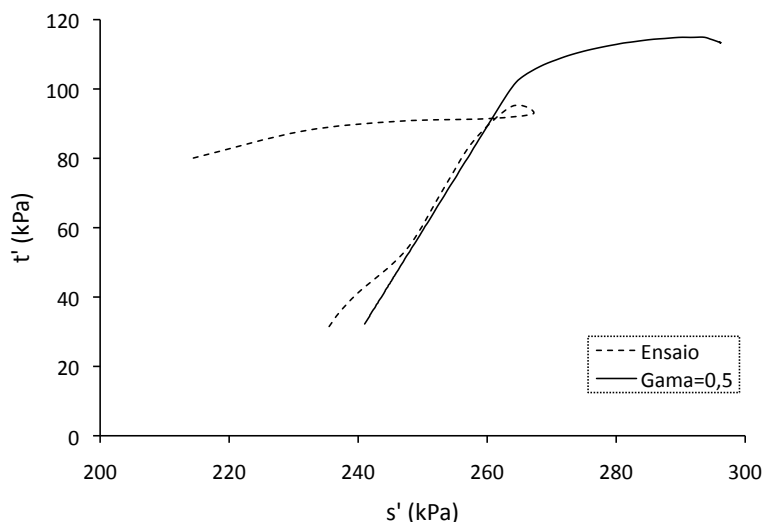


Figura III.10: Trajectória de tensões para  $\gamma = 0,5$ .

Após o estudo realizado, adopta-se o valor inicialmente proposto por Whittle (1993), ou seja,  $\gamma = 0,5$ .

#### III.2.2.4 NÃO LINEARIDADE DA FORMULAÇÃO HISTERÉTICA PERFEITA ( $C$ E $n$ )

Os parâmetros  $C$  e  $n$  são utilizados para descrever a não linearidade da formulação histerética perfeita, sendo seleccionados de modo a simular o comportamento na descarga de um ensaio edométrico ou ensaio CRS (Venda Oliveira, 2000).

Com vista à obtenção destes parâmetros, modela-se o ensaio edométrico apresentado na Figura III.4 a), mais precisamente a curva correspondente à fase de descarga do ensaio. A partir da variação do índice de vazios determina-se a extensão volumétrica através da expressão:

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad [\text{III.30}]$$

A modelação das grandezas discutidas neste item não segue nenhuma orientação pré-estabelecida. Começa-se por modelar o ensaio com os valores propostos por Whittle (1993), ou seja,  $C=65$  e  $n=1,5$ , e, em seguida, ajusta-se um parâmetro de cada vez até se obter o melhor resultado possível. Para o estado de tensão inicial, considera-se  $\sigma'_v=605$  kPa,  $e_0=0,84$  e  $K_0=0,62$ . Na Figura III.11 ilustram-se os resultados obtidos.

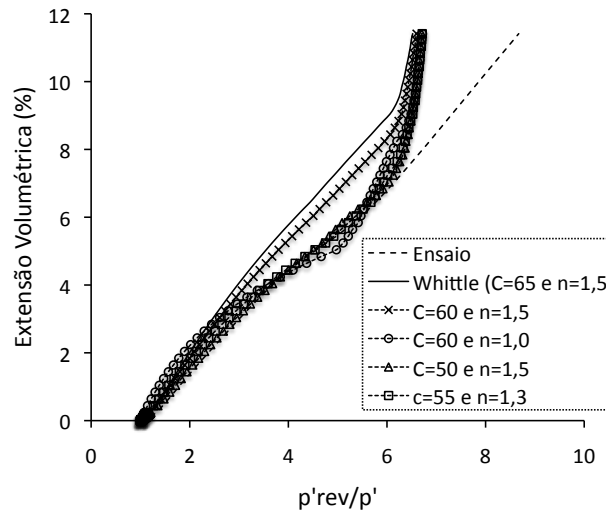


Figura III.11: Influência dos parâmetros  $C$  e  $n$ .

A primeira conclusão que ressalta da observação da figura é que os parâmetros propostos por Whittle (1993) não se ajustam, na presente situação, à realidade, principalmente para níveis elevados de extensão volumétrica. Este comportamento indicia que o parâmetro  $n$  (de valor 1,5) é apropriado mas a grandeza  $C$  é demasiada elevada. Esta ilação é reforçada pelos cálculos nos quais se adopta, respectivamente,  $(C;n)=(60;1,5)$  e  $(C;n)=(60;1,0)$ ,

aproximando-se o primeiro da curva real enquanto que o segundo apresenta uma curvatura inicial totalmente diferente da do ensaio. Estas constatações levam à terceira hipótese  $((C;n)=(50;1,5))$  que se ajusta quase perfeitamente à curva real para extensões volumétricas inferiores a 7% ( $p'_{rev}/p' < 6$ ). Objectivando a obtenção de melhores resultados para extensões volumétricas superiores, efectua-se um último cálculo no qual os parâmetros  $C$  e  $n$  assumem respectivamente, os valores 55 e 1,3. No entanto, os resultados alcançados neste último cálculo, quando comparados com os resultados do cálculo anterior, não são satisfatórios uma vez que não se verifica nenhum melhoramento para extensões superiores a 7% e, complementarmente, não se obtém um bom ajuste no início da curva.

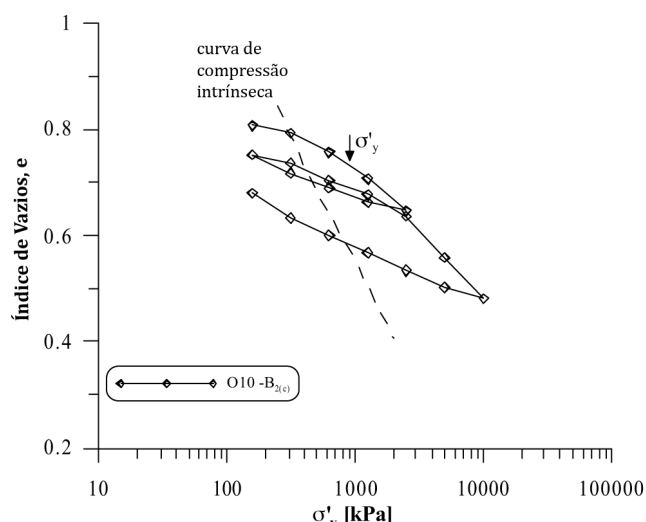
Assim, pode avançar-se com os valores  $C=50$  e  $n=1,5$ , em detrimento dos parâmetros propostos por Whittle (1993), uma vez que são os que se ajustam melhor ao ensaio tomado como referencia.

#### **III.2.2.5 DEFORMAÇÕES PLÁSTICAS IRRECUPERÁVEIS ( $h$ )**

O parâmetro  $h$  controla o desenvolvimento de deformações plásticas residuais registado em ciclos de descarga/recarga, sendo determinado com base em resultados de ensaios edométricos ou CRS (Venda Oliveira, 2000).

A determinação desta variável revelou-se bem mais difícil do que inicialmente seria expectável devido, principalmente, à falta de elementos bibliográficos. Embora Fourie (1984) e Jardine (1985) tenham apresentado resultados de ensaios edométricos, estes não contemplam uma fase de recarga impossibilitando assim a modelação deste parâmetro. Apenas foram encontrados resultados de ensaios de consolidação com recarga em Gasparre (2005) cujos resultados para provetes intactos são apresentados na Figura III.12.

A aferição deste parâmetro baseia-se, contrariamente aos restantes parâmetros, na simulação numérica de ensaios realizados em amostras intactas cujo comportamento difere do observado em amostras remoldadas devido a factores como, por exemplo, a anisotropia e a fissuração.



**Figura III.12: Resultado dum ensaio edométrico num amostra intacta (adaptado de Gasparre, 2005).**

Nestes cálculos, adoptam-se os parâmetros do Quadro III.8 em detrimento dos seus homólogos do Quadro III.7, dado ser necessário um ajuste às características do provete ensaiado.

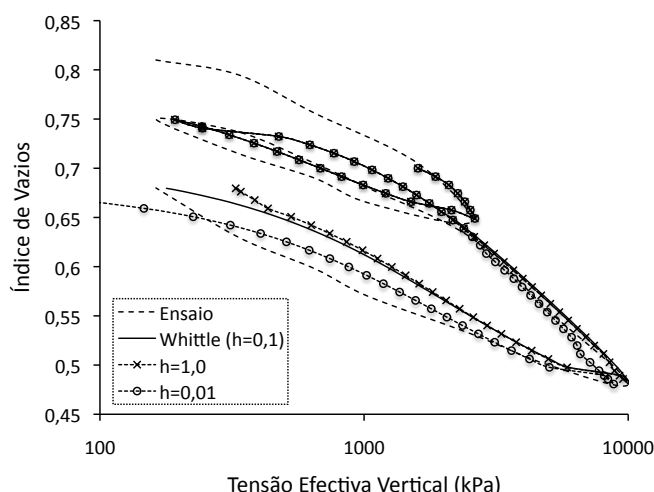
**Quadro III.8: Grandezas adoptadas na aferição do parâmetro  $h$ .**

Parâmetro	Valor
$e_{2,0}$	1,5
$\lambda$	0,1096
$\kappa_{med}$	0,03908
$\kappa_0$	0,00078
$\psi_0$	200

Assim sendo, as primeiras três grandezas dependem directamente do ensaio modelado e os dois últimos determinam-se por tentativa e erro até obter o melhor resultado possível, sendo que o aumento de  $\psi_0$  permite atingir, para deformações iguais, maior nível de tensão, e a diminuição de  $\kappa_0$  possibilita uma melhor aproximação na fase de descarga.

Uma vez que a primeira carga se desenvolve ao longo dum grande espectro de tensões opta-se por começar a simulação a partir da tensão  $\sigma'_v$  de 1600 kPa, à qual corresponde um índice de vazios de 0,7. O ponto de partida escolhido encontra-se, por análise da Figura III.12, muito próximo do ramo normalmente consolidado, pelo que se adopta o coeficiente de impulso em repouso de 0,62.

A modelação do parâmetro  $h$  baseia-se em três cálculos em que o mesmo toma os valores  $h=1,0$ ,  $h=0,1$  (proposto por Whittle, 1993) e  $h=0,01$ . Os resultados alcançados estão expostos na Figura III.13.



**Figura III.13: Influência do parâmetro  $h$ .**

Examinando a figura, conclui-se que, qualitativamente, o comportamento obtido em todos os cálculos é semelhante muito embora nenhuma das três modelações, que se sobrepõem até valores de tensão sensivelmente iguais a 2000kPa, consegue acompanhar a descarga e a recarga do ensaio. Os cálculos evidenciam uma geração de deformações plásticas superiores às reais. Confrontando os resultados numéricos, observa-se que a variação deste parâmetro só se reflecte para níveis de tensões superiores ao estado de tensão reversível.

Atendendo a estes resultados e às limitações já focadas, opta-se por considerar o valor proposto por Whittle (1993), ou seja,  $h=0,1$ .

#### **III.2.2.6 COEFICIENTE DE VARIAÇÃO DE ANISOTROPIA ( $\psi_0$ )**

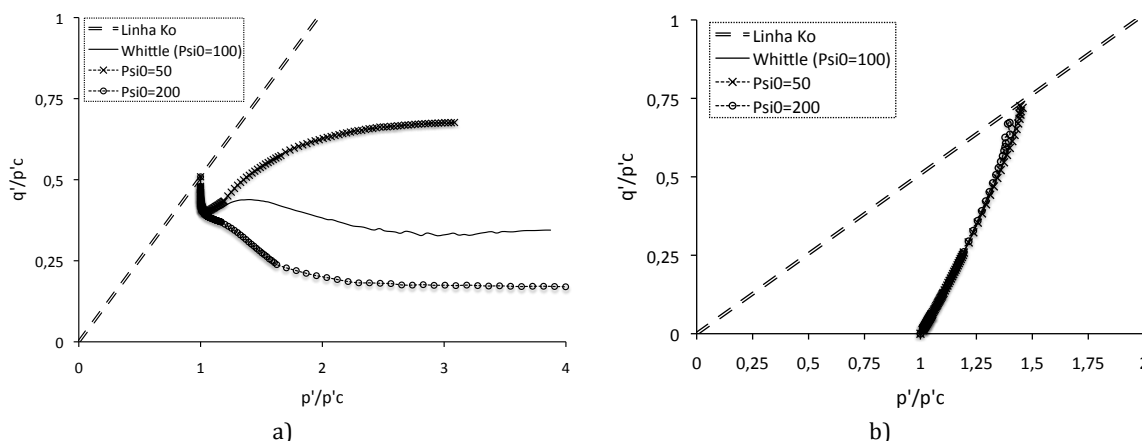
O parâmetro  $\psi_0$  é uma constante adimensional que controla o coeficiente de variação da anisotropia (ou seja, a evolução das direcções de anisotropia), induzidas por um campo de tensões ou de deformações imposto (Venda Oliveira, 2000). Segundo Whittle e Kavvadas (1994), os testes necessários para a sua avaliação são aqueles onde se induz a rotação da superfície de cedência. Geralmente são efectuados dois tipos de ensaios: i) consolidar a amostra sob condições hidrostáticas e depois sujeitá-la a um ensaio com deformações unicamente verticais ( $\Delta\epsilon_v, \Delta\epsilon_h = 0$ ) e ii) consolidar a amostra sob consolidação  $K_0$  e submetê-la posteriormente a incrementos de deformação hidrostáticos ( $\Delta\epsilon_v = \Delta\epsilon_h$ ).

Dado não existir na bibliografia nenhum ensaio deste tipo que possa servir de base neste trabalho, opta-se por simular dois conjuntos de possíveis ensaios. No primeiro, supõe-se



a amostra consolidada sob condições  $K_0$ , para uma tensão vertical inicial de 200kPa à qual corresponde um índice de vazios de 1,045. No segundo conjunto, mantêm-se os valores de tensão e índice de vazios, mas inicia-se o ensaio num estado de tensão isotrópico. Para esta situação, o OCR estimado é de 3.

São efectuadas 3 modelações em que, para além do valor 100, proposto por Whittle (1993),  $\psi_0$  assume os valores de 50 e 200. A Figura III.14 ilustra os resultados obtidos.



**Figura III.14: Influência do parâmetro  $\psi_0$ : a) consolidação  $K_0$  com posterior deformação hidrostática; b) consolidação hidrostática seguida de deformação vertical confinada.**

Comparando os resultados numéricos obtidos, conclui-se que o efeito da variação do parâmetro  $\psi_0$  é maior nas análises com consolidação em condições  $K_0$  do que aquelas consolidadas isotropicamente. Nesta última situação, as três modelações sobrepõem-se até bem perto da linha  $K_0$ . Deste modo, as conclusões acerca deste parâmetro são retiradas preferencialmente da análise da Figura III.14 a).

Na Figura III.14 a) verifica-se que a modelação para  $\psi_0 = 50$  está desenquadrada, pois a curva obtida em vez de se aproximar das condições hidrostáticas afasta-se, tendendo a estabilizar para valores de  $p'/p'_c$  iguais a 3. Os valores de  $\psi_0 = 100$  (proposto por Whittle (1993)) e  $\psi_0 = 200$  apresentam um comportamento mais coerente, sendo que com este último valor, a convergência é muito mais rápida.

Esta constatação enquadra-se com o exposto por Whittle e Kavvas (1994) que referem valores de  $\psi_0$  entre 75 e 200 como razoáveis para prever a distorção da superfície de cedência. Portanto, neste trabalho, adopta-se para esta grandeza o valor proposto por Whittle (1993), ou seja,  $\psi_0 = 100$ .

### III.2.3 COMPARAÇÃO DOS CONJUNTOS DE GRANDEZAS

Na secção anterior introduziram-se cada um dos parâmetros do modelo MIT-E3 e estudaram-se individualmente os parâmetros de determinação indirecta de modo a isolar os efeitos que os mesmos induzem no comportamento da argila. Neste item, pretende-se estudar e verificar como é que o comportamento do solo é afectado pelo conjunto de valores propostos anteriormente, ou seja, comparar o novo conjunto de valores obtidos com o proposto por Whittle (1993) para, finalmente, seleccionar os parâmetros adoptados nas modelações posteriores.

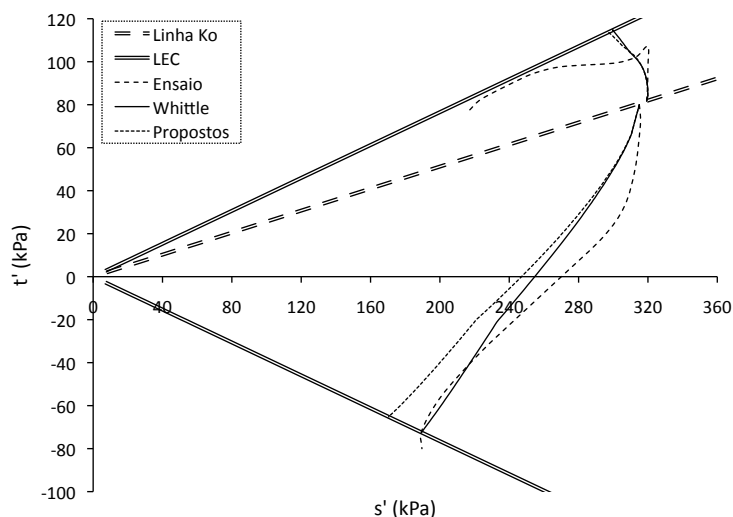
O Quadro III.9 expõe os dois conjuntos de valores para os quinze parâmetros que compõem o modelo MIT-E3, sendo um dos grupos denominado por “Whittle” (valores apresentados por Whittle, 1993) e o outro por “Propostos” (valores sugeridos dos estudos anteriores).

**Quadro III.9: Conjuntos de valores comparados.**

Whittle		Propostos	
$K_0^{NC}$	0,62	$K_0^{NC}$	0,62
$\phi_{TC}' (^{\circ})$	22,5	$\phi_{TC}' (^{\circ})$	22,5
$\phi_{TE}' (^{\circ})$	22,5	$\phi_{TE}' (^{\circ})$	22,5
$e_{\lambda 0}$	2,005	$e_{\lambda 0}$	2,005
$\lambda$	0,172	$\lambda$	0,172
$\kappa_0$	0,001	$\kappa_0$	0,001
$\nu'$	0,288	$\nu'$	0,288
$S_t$	3,90	$S_t$	3,90
$c$	0,80	$c$	0,80
$w$	0,20	$w$	0,03
$\gamma$	0,5	$\gamma$	0,5
$C$	65	$C$	50
$n$	1,5	$n$	1,5
$h$	0,1	$h$	0,1
$\psi_0$	100	$\psi_0$	100

A confrontação de resultados, apresentada subsequentemente, segue a sequência adoptada na exposição dos oito parâmetros matemáticos do modelo de modo a facilitar a compreensão desta secção.

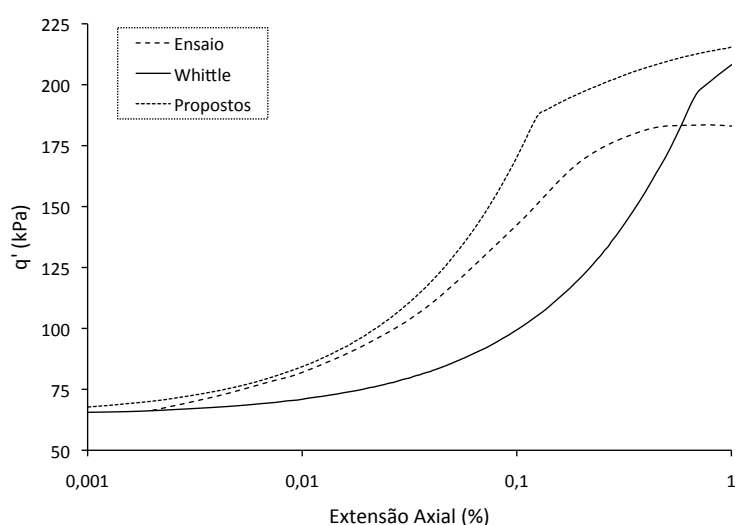
Relativamente à geometria da superfície de cedência, verifica-se que, da análise da Figura III.15, os resultados diferem consoante a trajectória (compressão ou extensão) estudada.



**Figura III.15: Influência na superfície de cedência.**

Em compressão, os resultados obtidos com os parâmetros propostos neste trabalho originam uma trajetória de tensões efectivas menos inclinada para a linha de estado crítico. Por sua vez, em extensão e com os parâmetros sugeridos por Whittle (1993), atinge-se a LEC no mesmo ponto que o ensaio. Em termos de concavidade da trajetória, constata-se que ambas as modelações reproduzem qualitativamente bem este aspecto.

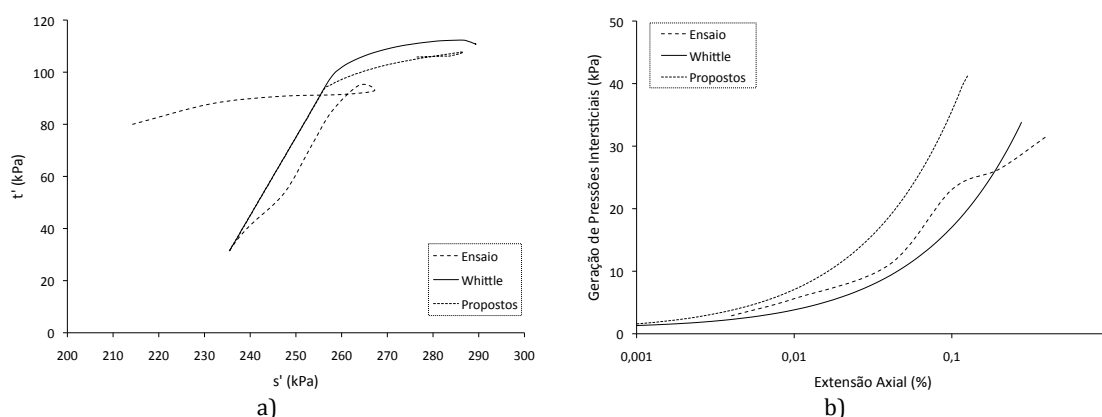
No que concerne à não linearidade para pequenas deformações, após análise da Figura III.16, verifica-se que o resultado obtido com os parâmetros resultantes do presente trabalho se adequam melhor do que os parâmetros propostos por Whittle (1993), embora estes últimos se sobreponham no troço inicial da curva do ensaio real.



**Figura III.16: Influência na não linearidade para pequenas deformações.**

Outra observação a retirar prende-se com a alteração da concavidade na zona final da curva do ensaio modelado. Apesar das duas modelações não se ajustarem à parte final do ensaio, ambas flectem para a direita à semelhança do ensaio sendo que a curva do conjunto de parâmetros “Propostos” é sensivelmente paralela à real.

No que diz respeito à geração de pressões intersticiais, os resultados obtidos com o conjunto de valores propostos ajustam-se melhor aos resultados laboratoriais como comprova a Figura III.17.

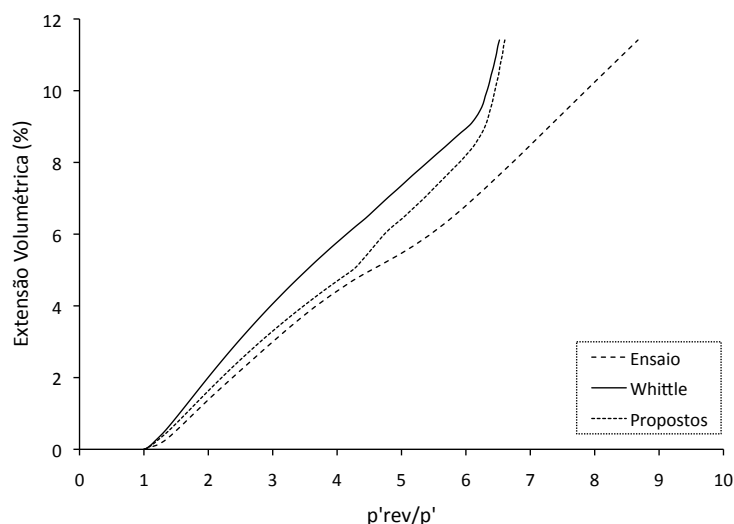


**Figura III.17: Influência na geração de pressões intersticiais: a) trajectórias de tensões; b)  $\Delta u$  versus  $\epsilon_{ax}$ .**

Analisando a Figura III.17 a), verifica-se que a diferença de parâmetros só se faz sentir numa fase já adiantada da trajectória de tensões sendo que o resultado do cálculo com o conjunto de valores propostos adequa-se melhor à trajectória real. Examinando a Figura III.17 b), conclui-se que, apesar de evoluírem simetricamente relativamente à curva dos dados do ensaio, ambos os resultados apresentam uma evolução qualitativa satisfatória.

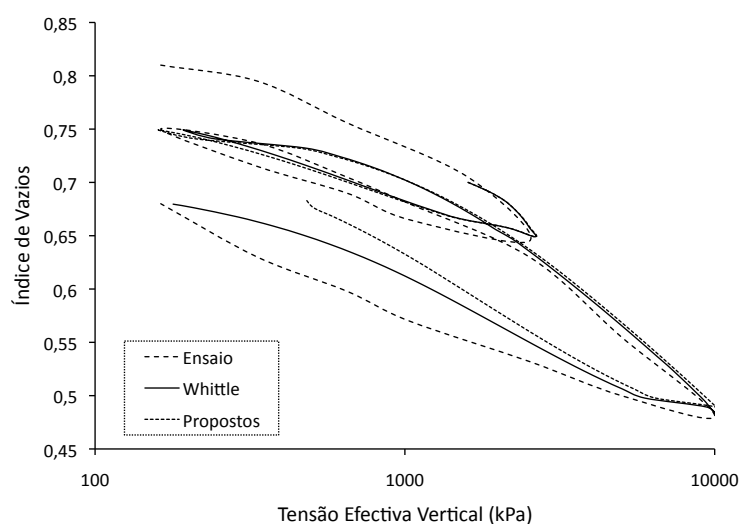
No que toca à não linearidade da formulação histerética perfeita, conclui-se facilmente que os resultados obtidos com o conjunto de valores propostos no presente trabalho permitem uma melhor simulação do ensaio como sugere a Figura III.18. Para extensões volumétricas inferiores a 5%, a curva obtida pela modelação com os novos parâmetros quase que se sobrepõe à curva do ensaio real enquanto que os resultados obtidos com os parâmetros base divergem um pouco do ensaio desde do início do mesmo.

Este resultado era aliás esperado uma vez que uma das alterações propostas é exactamente ao parâmetro C que passa de 65 para 50.



**Figura III.18: Influência na formulação histerética perfeita.**

Analisando a Figura III.19, verifica-se que, no que concerne às deformações plásticas durante ciclos de descarga/recarga, as diferenças entre os resultados numéricos obtidos com ambos os casos não são significativas. Todavia, por se registarem desigualdades mais acentuadas nos ciclos de descarga, obtêm-se expansões mais significativas com os parâmetros propostos por Whittle (1993). Comparando as modelações com o ensaio, conclui-se que ambos os conjuntos de valores simulam adequadamente o desenvolvimento de deformações plásticas, muito embora, se note alguma discrepância nos ciclos descarga/recarga, com maior relevância para a descarga final.



**Figura III.19: Influência no desenvolvimento de deformações plásticas.**

Finalmente, falta apenas comparar os efeitos dos dois conjuntos de parâmetros na variação da anisotropia. Uma vez que a influência deste parâmetro é mais explícita

quando a amostra é consolidada para condições  $K_0$  e posteriormente submetida a incrementos de deformação hidrostática, apenas esta situação é analisada.

Da Figura III.20, que ilustra os resultados da análise, conclui-se que a curva respeitante aos valores propostos por Whittle (1993) converge mais lentamente para a situação hidrostática do que a curva obtida com o conjunto de valores proposto, pelo que se considera estes valores como os mais representativos.

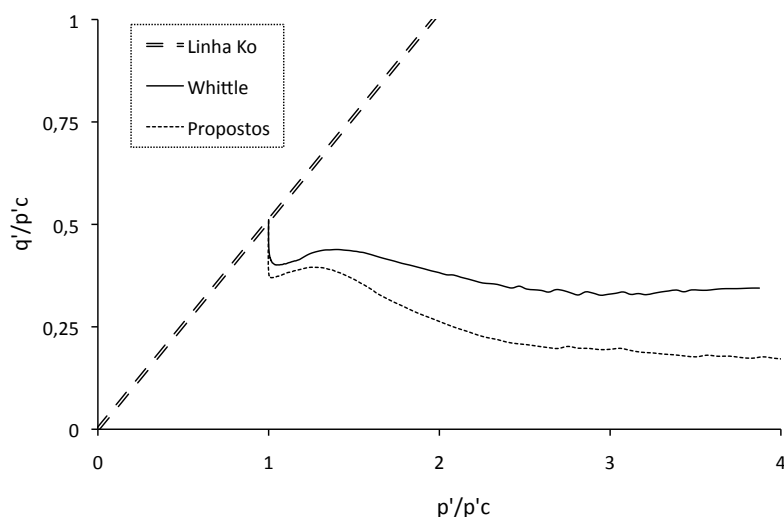


Figura III.20: Influência na variação da anisotropia.

### III.2.4 PARÂMETROS DO MODELO MIT-E3 ADOPTADOS

Após uma observação conjunta dos efeitos de ambos os grupos nas diversas modelações realizadas na secção anterior, verifica-se que, geralmente, os melhores ajustes são obtidos com o conjunto de valores proposto no presente trabalho (Quadro III.9). Assim, este conjunto de valores constitui os parâmetros base a usar nos cálculos dos capítulos seguintes.

## **CAPÍTULO IV**

### **DESCRIÇÃO E INSTRUMENTAÇÃO DA JUBILEE LINE EXTENSION**

#### **IV.1 ENQUADRAMENTO HISTÓRICO DO METRO DE LONDRES**

A história do metropolitano de Londres remonta a meados do século dezanove. O primeiro troço do metro, que também é conhecido como “Tube” devido a forma tubular das suas estações, foi aberto a 10 de Janeiro de 1863 ligando Paddington (Bishop’s Road) e Farringdon Street ao longo de 6km, fazendo deste sistema de transporte o mais velho metropolitano do mundo (Transport for London, 2008a). Na inauguração, cerca de trinta mil passageiros foram transportados em comboios cuja frequência era de dez minutos. Hoje em dia, parte deste troço faz parte da “Hammersmith & City line”. A “Circle line”, tal como hoje se conhece, foi completada em 1884.

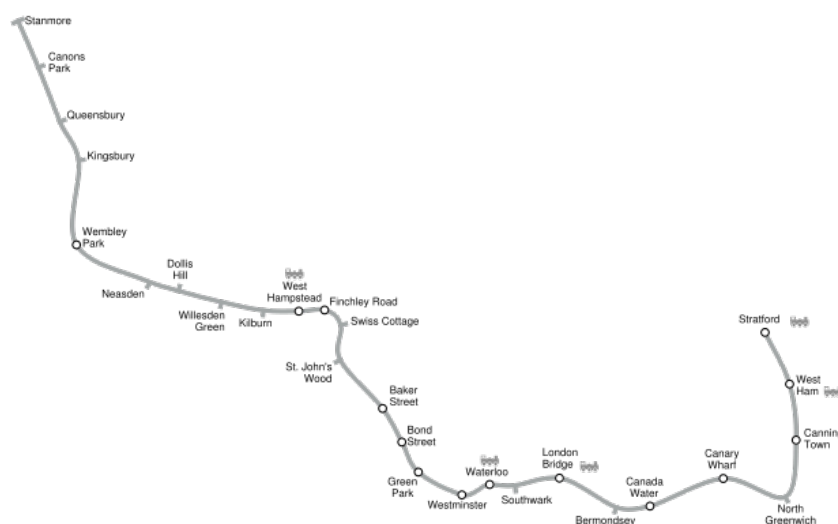
As linhas subterrâneas que integravam os primeiros troços ferroviários foram construídas segundo o método “cut and cover”, sendo este método construtivo abandonado no final no século dezanove, devido aos problemas que lhe estavam associados como, por exemplo, o congestionamento durante a construção e a demolição dos edifícios que surgiam no traçado. No decorrer deste mesmo século (1869), recorrendo a um método semelhante ao utilizado nas minas de carvão, Sir Marc Brunel e seu filho, Isambard, construíram o Thames Tunnel entre Rotherhithe e Wapping tornando-se a primeira estrutura submersa até então construída. Esta estrutura apenas

foi submetida a grandes renovações durante a década de noventa do século passado (Transport for London, 2008a).

Hoje em dia, o metro de Londres, que se estende por 408km de linha férrea em que cerca de 45% do traçado é subterrâneo, conta com duzentas e setenta e cinco estações repartidas ao longo de onze linhas e transporta, anualmente, mais de mil milhões de passageiros (Transport for London, 2008a).

## IV.2 A JUBILEE LINE

A “Jubilee line”, cujo traçado se representa na Figura IV.1, é uma das mais recentes linhas do metro londrino, servindo vinte e sete estações das quais algumas foram construídas à mais de cem anos. Actualmente, esta linha estende-se entre Stanmore e Stratford por 36,2km e é a única linha que tem ligações com todas as restantes linhas (Transport for London, 2008b).



**Figura IV.1: Traçado em planta da Jubilee Line (Wikipédia, 2008b).**

Neste item, após uma breve introdução onde se apresenta a primeira fase de construção desta linha, descreve-se a segunda fase de construção designada por “Jubilee Line Extension” (JLE) onde se localiza a secção alvo de estudo no presente trabalho.

No Anexo A1 apresenta-se um mapa da rede metropolitana de Londres facilitando assim a localização espacial dos diversos locais citados no decorrer do capítulo.



#### **IV.2.1 PRIMEIRA FASE: JUBILEE LINE**

Em 1932, a principal linha do metropolitano de Londres (Metropolitan) foi prolongada desde Wembley Park até Stanmore de modo a servir os subúrbios da cidade. O sucesso alcançado foi tal que, ainda nessa década, todas as linhas que se dirigiam para Baker Street se encontravam sobrelotadas. A solução apresentada foi a extensão da “Bakerloo line” para norte, servindo St. John’s Wood e Swiss Cottage, mais tarde prolongada até Finchley Road providenciando a comunicação com a rede existente. A continuação desta extensão até Wembley Park fornecia um serviço complementar, sendo que a viagem entre Wembley Park e Finchley Road era efectuada sem paragens poupando cerca de 7 minutos. Em 1939, a extensão da Bakerloo line foi finalmente inaugurada (Wikipedia, 2008b).

Em 1972, após o término da construção da “Victoria line”, começou a construção da então designada “Fleet line” objectivando-se uma sucessão à extensão da “Bakerloo line” e um novo troço entre Baker Street e Charing Cross. Os trabalhos conduziram a uma nova estação em Charing Cross onde a “Northern line” e “Bakerloo line” se cruzavam, tendo -se renomeado a antiga estação para “Embankment” (Wikipedia, 2008b).

Esta nova linha fora inicialmente designada por “Fleet line”, de seguida “River line” e finalmente “Jubilee line” em homenagem às bodas de prata da coroação da rainha Elizabeth II. Assim, a cor da linha evolui de um cinzento que lembrava as cores dos navios de guerra para o cinzento claro que hoje apresenta, simulando a cor da prata (Wikipedia, 2008b).

A “Jubilee line” foi inaugurada no primeiro de Maio de 1979 com um troço de 4km interligando Baker Street e a nova estação Charing Cross pondo assim fim a mais de 40 anos de construções e extensões de linha (Transport for London, 2008b).

#### **IV.2.2 SEGUNDA FASE: JUBILEE LINE EXTENSION**

Esta extensão consistiu no prolongamento em 16km da linha já existente para a zona sudeste de Londres, dos quais 12,4km são subterrâneos (Transport for London, 2008b). A partir da década de 80, começaram a surgir várias propostas para o traçado da linha tendo prevalecido o “East London Railway Study” que recomendava a extensão da

“Jubilee line” desde Green Park até Westminster seguindo depois em direcção a Stratford via Canning Town (Wikipedia, 2008c).

Como ilustra a Figura IV.2, a extensão da linha começa em Green Park dirigindo-se para Este para a zona de St. James’s Park e Westminster passado uma primeira vez por baixo do rio Tamisa até chegar a Waterloo. Com a construção deste troço, o ramal que ligava Green Park a Charing Cross foi desactivado, permanecendo, no entanto, como saída de emergência. A linha continua na margem sul do rio atravessando Southwark, London Bridge, Bermondsey e Canada Water. De seguida, a linha volta a cruzar o rio londrino por três vezes passando por Canary Wharf e North Greenwich até emergir em Canning Town seguindo para West Ham e terminando em Stratford (Nyren, 1998).

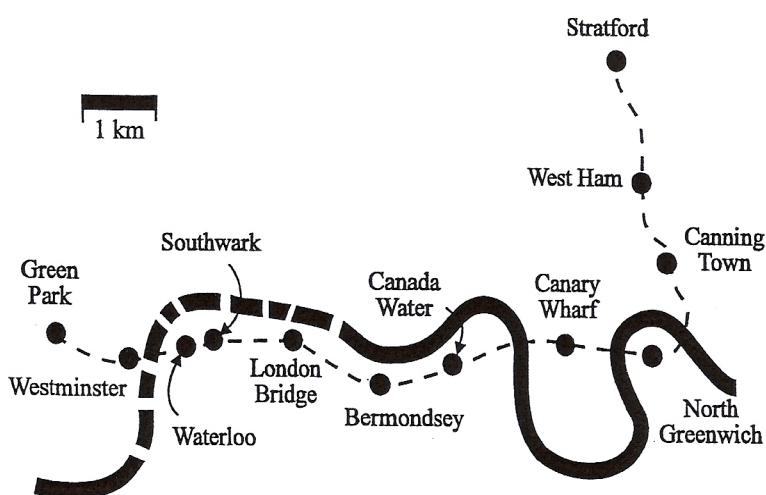


Figura IV.2: Traçado da extensão da Jubilee Line (Nyren, 1998).

A construção deste projecto, que se iniciou em Dezembro de 1993, possibilitou observações detalhadas e monitorização dos movimentos associados a escavações nomeadamente dos túneis geminados que compõem a linha. A Figura IV.3 ilustra as várias localizações das zonas de interesse que foram monitorizadas e, consequentemente, alvo de estudos cuja quantidade e qualidade motivaram a escolha deste projecto para a aplicação prática do modelo constitutivo em estudo neste trabalho.

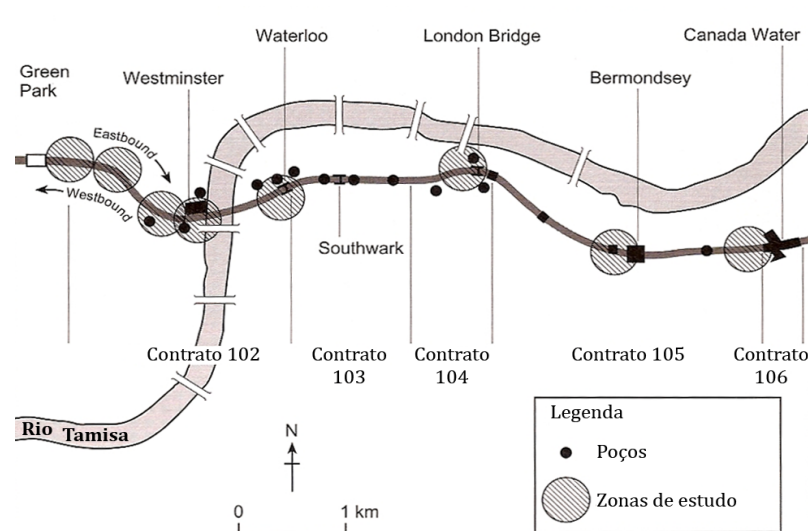


Figura IV.3: Localização dos casos de estudo (adaptado de Burland et al., 2001a).

Além das zonas de estudo, estão também identificados os vários contratos de adjudicação bem como o sentido de deslocação do metro. De modo a homogeneizar a designação dos túneis no presente trabalho com os diversos trabalhos já publicados, opta-se por manter a denominação de túnel “Westbound” (WB) e túnel “Eastbound” (EB) para designar o túnel que se movimenta no sentido Este-Oeste e Oeste-Este, respectivamente.

A ligação à linha já existente realizou-se a 20 de Novembro de 1999, mas só com a conclusão da estação de Westminster a 22 de Dezembro é que a linha foi aberta oficialmente (Transport for London, 2008b).

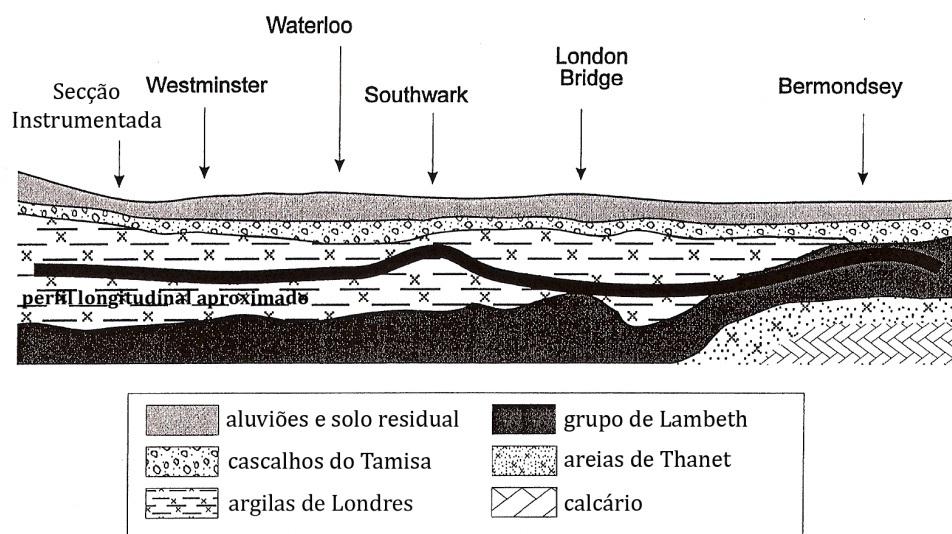
### IV.3 SECÇÃO INSTRUMENTADA

Este item é dedicado ao estudo da secção analisada nos Capítulos V e VI. As propriedades geológicas e geotécnicas do maciço interessado pelos túneis que compõem a linha, o processo construtivo, os períodos de construção e, por último, a geometria dos túneis são aqui expostos dando assim a conhecer todos os pormenores da obra relevantes para o presente trabalho.

#### IV.3.1 MACIÇO INTERESSADO

Como já foi anteriormente dito, mais de 75% do projecto de prolongamento (12,4km dos 16km de linha) se desenvolve sob a superfície do solo. Na Figura IV.4 apresenta-se o

perfil aproximado do túnel bem como a geologia local ao longo da zona do traçado alvo de observação. Constata-se que a zona Oeste da linha, que se estende desde Green Park até London Bridge, assenta totalmente na formação das argilas de Londres; a área central da linha, cujas fronteiras são London Bridge e North Greenwich, intercepta várias das formações geológicas do maciço (argilas de Londres, areias de Thanet e o Grupo de Lambeth) e, finalmente, a zona Este da linha reside unicamente nas argilas de Londres até atingir a superfície em Canning Town (Nyren, 1998).



**Figura IV.4: Perfil Longitudinal do Túnel e Geologia Local (adaptado de Nyren, 1998).**

Analisando a Figura IV.3, constata-se que a secção instrumentada se localiza entre as estações de Green Park e de Westminster e insere-se no troço do túnel que ficou a cargo da empresa Balfour Beatty-AMEC Joint Venture sob o Contrato 102 (Burland et al., 2001a).

Nesta área, durante os trabalhos de prospecção geotécnica, foram efectuados numerosos furos de sondagens sendo que, o furo de sondagem 109/109P foi realizado a menos de 50m da secção em estudo. Este furo de sondagem, cujos resultados permitem caracterizar a estratigrafia da zona, foi posteriormente utilizado para a realização de diversos ensaios como, por exemplo, o pressiómetro auto-perfurador (Nyren, 1998). Na planta da zona de Westminster e St. James's Park, ilustrada na Figura IV.5, para além do traçado dos dois túneis que constituem a linha, pode identificar-se a secção instrumentada e os diversos furos de sondagens levados a cabo.

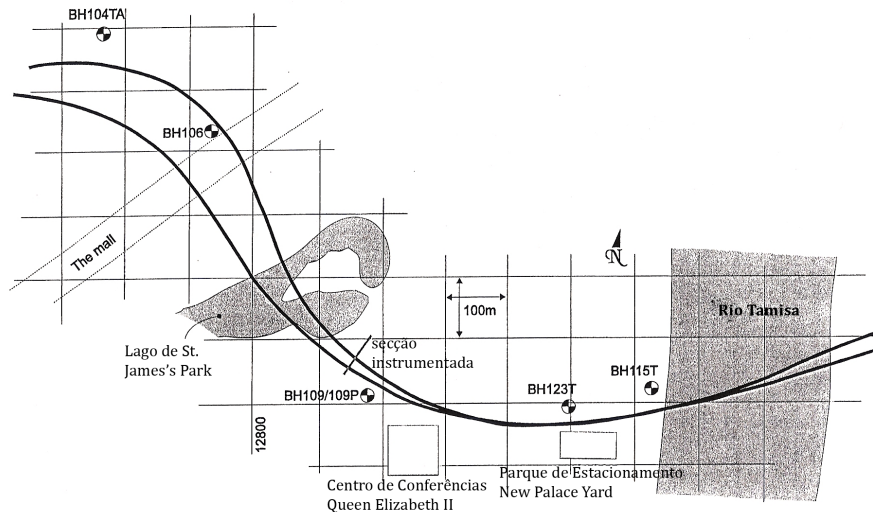


Figura IV.5: Planta da área de Westminster e St. James's Park (adaptado de Nyren, 1998).

A Figura IV.6 ilustra a estratigrafia do maciço nas imediações da secção instrumentada. A sequência geológica obtida com a análise da sondagem começa por uma camada de 1m a 2m de solo residual sobre uma sucessão de aluviões siltsos com 3m a 4m de espessura. Por baixo desta camada encontram-se cascalhos duros (cascalhos do Tamisa) com uma espessura variando entre 3 e 4m que assentam por cima de uma argila muito rija de tons castanhos acinzentados designada por argila de Londres. Finalmente, para profundidades superiores a 40m, encontra-se o Grupo de Lambeth e as areias de Thanet (Nyren, 1998). Nesta figura estão também referenciados os eixos dos túneis que compõem a linha.

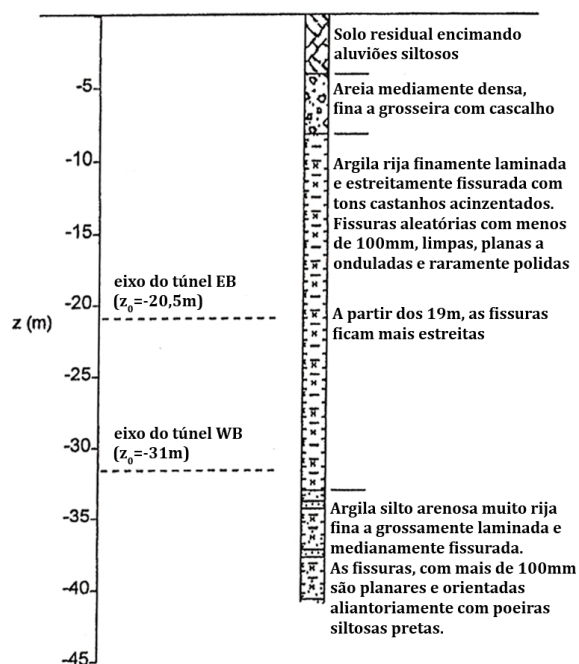


Figura IV.6: Perfil geológico dos furos BH S123T e BH109 (adaptado de Nyren, 1998).

A estratificação que o maciço apresenta obriga à caracterização geotécnica das diversas formações para possibilitar a correcta modelação numérica da obra. Dado que as argilas de Londres encontram-se caracterizadas nos Capítulos II e III.2, faz-se, nas secções seguintes, um breve apanhado das propriedades geotécnicas mais relevantes para a modelação das camadas superiores, bem como da hidrologia local.

#### **IV.3.1.1 SOLO RESIDUAL E ALUVIÕES**

Embora se trate de formações distintas e, consequentemente, com propriedades diferentes, opta-se por apresentá-las conjuntamente uma vez que são modeladas como sendo apenas um solo.

O solo residual resulta de anos de urbanização e industrialização da cidade de Londres sendo nalguns locais constituído pelos escombros resultantes da demolição de edifícios bombardeados durante a Segunda Guerra Mundial. Assim, este solo muito heterogéneo é composto por uma mistura de betão, alvenaria, areias e cascalho apresentando uma densidade muito variável e, como tal, as características geotécnicas são altamente variáveis (Burland et al., 2001a).

Por sua vez, os aluviões são depósitos muito recentes do rio Tamisa, sendo compostos por uma grande variedade de matérias normalmente muito soltas e também por matéria orgânica (Burland et al., 2001a). No Quadro IV.1 resumem-se as principais características deste material.

**Quadro IV.1: Parâmetros geotécnicos do solo residual e aluviões (Burland et al., 2001a).**

Propriedade	Valor
Peso específico, $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	15-19
Ângulo de atrito, $\phi'$ (°)	22-35
Coesão, $c'$ (kPa)	0
Coeficiente de impulso em repouso, $K_0$	0,4-0,6
Módulo de Young, $E'$ (MPa)	5-30
Coeficiente de Poisson, $\nu'$ (Addenbrooke et al, 1997)	0,3
Permeabilidade, $k$ (m/s)	$1 \times 10^{-2}$ - $1 \times 10^{-6}$

#### **IV.3.1.2 CASCALHO DO RIO TAMISA**

Este solo consiste em depósitos sucessivos de camadas originados pelas cheias do rio Tamisa e pela erosão durante eras glaciares no Pleistocénico (Burland et al., 2001a). O resultado é uma mistura bem graduada de areias e cascalhos com camadas ocasionais de silte ou areia siltosa. Entre as estações de Westminster e de Green Park, os depósitos são

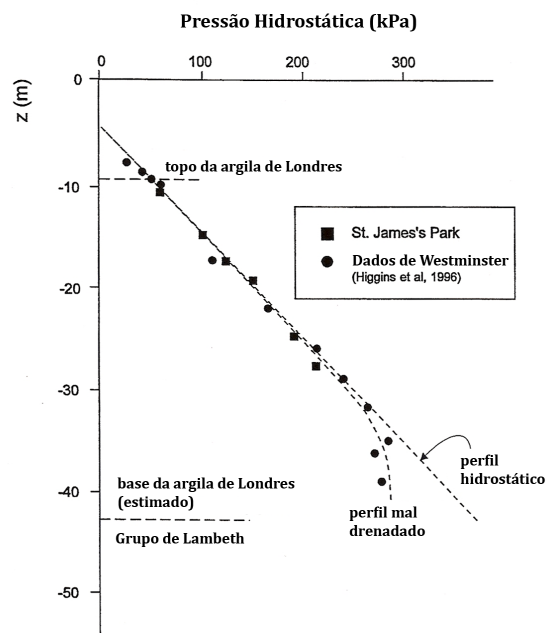
predominantemente descritos como muito arenosos e bem graduados de tons castanhos alaranjados podendo conter cascalhos grossos. As características geotécnicas deste material, que se apresentam no Quadro IV.2, derivam de correlações empíricas com os resultados de ensaios SPT realizados “in-situ” (Nyren, 1998).

**Quadro IV.2: Parâmetros geotécnicos do cascalho do rio Tamisa (Burland et al., 2001a).**

Propriedade	Valor
Peso específico, $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	19-20
Ângulo de atrito, $\phi'$ (°)	32-40
Coesão, $c'$ (kPa)	0
Coeficiente de impulso em repouso, $K_0$	0,35-0,5
Módulo de Young, $E'$ (MPa)	30-160
Coeficiente de Poisson, $\nu'$ (Addenbrooke et al, 1997)	0,2
Permeabilidade, $k$ (m/s)	$5 \times 10^{-3}$ - $5 \times 10^{-6}$

#### IV.3.1.3 CONDIÇÕES HIDROLÓGICAS

De acordo com o referido no Capítulo II, existem dois aquíferos na bacia londrina: um aquífero profundo encimado pelas argilas de Londres ou as argilas do Grupo de Lambeth; e uma superfície freática, originada pela precipitação e pontualmente pelo rio, suspensa nos cascalhos do Tamisa por cima das argilas de Londres. Como ilustra a Figura IV.7, os piezômetros instalados em diferentes sítios no campo instrumentado em St. James's Park comprovam que a pressão neutra tem uma distribuição quase hidrostática a partir do topo da camada dos cascalhos do Tamisa (Nyren, 1998).



**Figura IV.7: Perfil de pressões intersticiais perto de St. James's Park (adaptado de Nyren, 1998).**

### IV.3.2 GEOMETRIA DA SECÇÃO

Como já foi previamente dito, a extensão da “Jubilee line” foi projectada com dois túneis geminados funcionando um no sentido Este-Oeste (Westbound) e outro no sentido Oeste-Este (Eastbound). Na Figura IV.8 apresenta-se um grande plano da área perto de St. James’s Park permitindo a perfeita localização em planta da secção instrumentada.

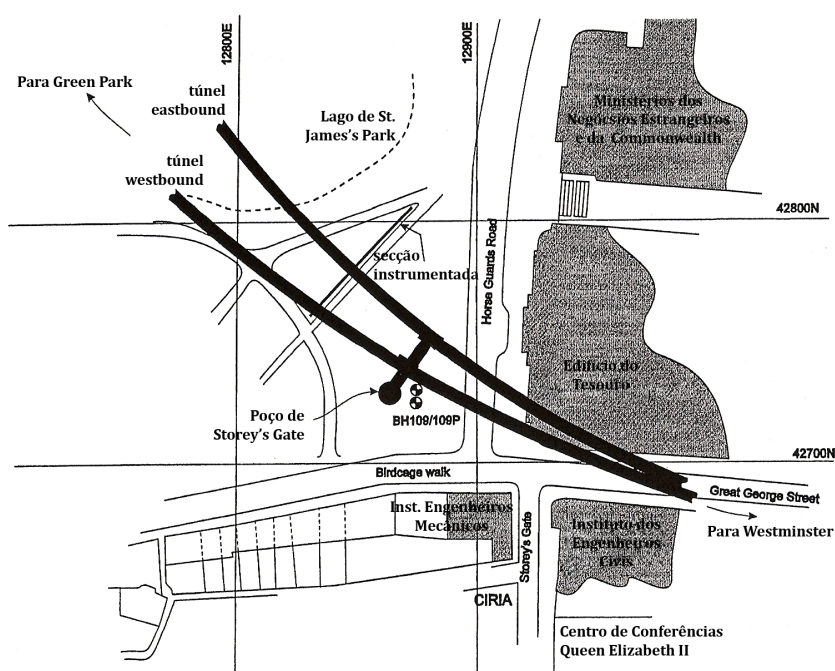


Figura IV.8: Plano da área de St. James's Park (adaptado de Nyren, 1998).

Como se verifica, a secção fica perto da intersecção entre a Horse Guards Road, a Storey's Gate, a Great George Street e a Birdcage Walk sendo paralela a um trilho do parque. Esta área encontra-se rodeada por edifícios Georgianos que acolhem diversas instituições profissionais, palácios reais ou departamentos governamentais. Mapas antigos desta zona comprovam que nenhuma estrutura foi alguma vez edificada neste canto do parque podendo, assim considerar-se como uma zona virgem, designada na bibliografia como “greenfield” (Nyren, 1998). O facto de não haver à superfície quaisquer restrições e dada a história geológica do maciço ser totalmente independente da intervenção humana, considerou-se este local ideal para estudo. Estas duas características permitem garantir que tanto as observações feitas como as análises efectuadas dependem, salvo alguns erros inerentes a cada uma das tarefas, unicamente da obra em construção e do maciço envolvente.



A Figura IV.9 representa o perfil da secção onde se distinguem, para além das formações geotécnicas apresentadas no ponto anterior, os túneis separados, entre eixos, por 21,5m sendo que o túnel “Westbound” se encontra a maior profundidade do que o túnel “Eastbound” situados, respectivamente, a 31m e a 20,5m sob o nível da superfície do terreno. Tanto as dimensões anteriormente citadas bem como as espessuras das camadas superiores de terreno podem apresentar valores diferentes consoante a fonte bibliográfica. Deste modo, opta-se por trabalhar com o apresentado por Burland et al. (2001a) por estar em consonância com o perfil geológico traçado na Figura IV.6 e por ser a publicação de referencia nesta descrição. Finalmente o nível freático está localizado na base da camada de solo residual de acordo com o que foi explicado em IV.3.1.3.

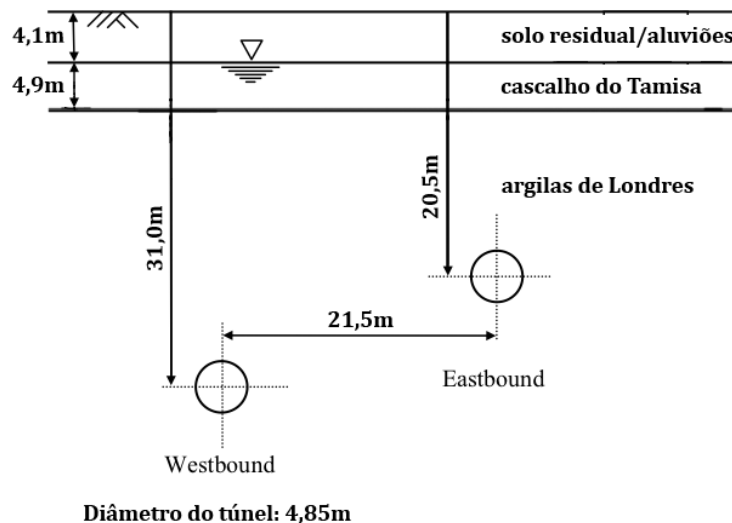


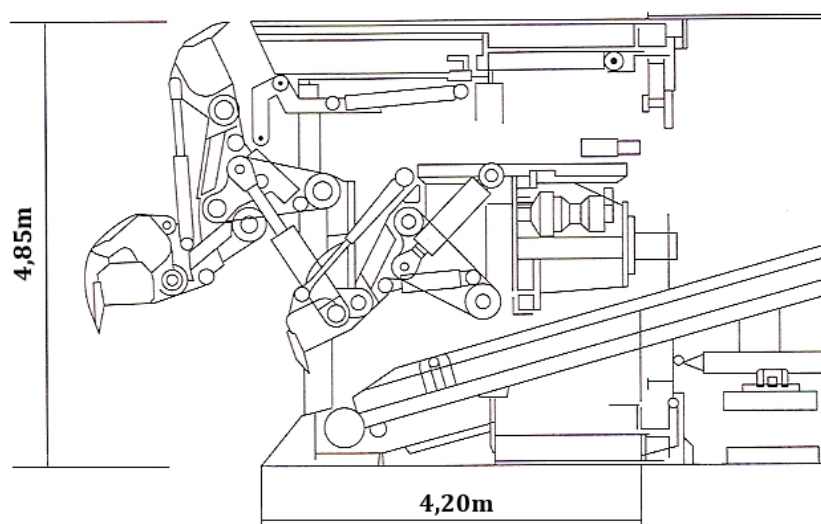
Figura IV.9: Perfil da Secção e geometria do problema (adaptado de Nyren, 1998).

O diâmetro de ambos os túneis é de 4,85m. O valor apresentado corresponde ao diâmetro externo do túnel representado, assim, a área total a escavar.

### IV.3.3 PROCESSO E TEMPOS DE CONSTRUÇÃO

O processo construtivo bem como o seu faseamento construtivo são da maior importância, pois influenciam os tipos de movimentos de terras e suas grandezas. Enquanto que o primeiro factor é preponderante para o que se passa a curto prazo, sendo o seu efeito traduzido no alívio que o maciço sofre entre a escavação e a colocação do suporte, o segundo tem um papel fundamental no comportamento a longo prazo do solo visto este ser argiloso e como tal sujeito ao fenómeno de consolidação.

A escolha do método construtivo utilizado na abertura de túneis depende, primeiramente, do tipo de maciço a escavar. Na obra em estudo, a geologia local permitiu o recurso a tuneladoras ao longo de quase todo o traçado, tendo sido utilizadas onze tuneladoras. Na metade Oeste do traçado que envolve a secção instrumentada, onde todos os trabalhos decorreram nas argilas de Londres, recorreu-se a tuneladoras de frente aberta, de acordo com o esquema simplificado na Figura IV.10. Na outra metade da linha, tuneladoras de frente fechada, quer de confinamento líquido quer de contra-pressão de terras, escavaram o maciço que, contrariamente às argilas que apresentam óptimas condições para este tipo de empreendimentos, é composto por diversas camadas de solos de elevada permeabilidade (Burland et al., 2001a).



**Figura IV.10: Esquema da tuneladora (adaptado de Burland et al., 2001).**

Geometricamente, a tuneladora de frente aberta tem um diâmetro externo de 4,85, um escudo protector com 4,20m de comprimento e o alcance máximo do braço mecânico é de 1,90m à frente do escudo. Três métodos de escavação foram preconizados, residindo as principais diferenças no avanço da escavação face ao escudo e na utilização de enfilagens e duma protecção mecânica na frente de escavação (Dimmock e Mair, 2007).

O suporte do túnel, que é colocado na zona de trabalho da tuneladora, tem uma espessura de 200mm e resulta da assemblagem de dez aduelas de betão pré-fabricado e duas aduelas mestras que possibilitam o fecho da secção circular. A Figura IV.11 ilustra a secção do túnel bem como alguns pormenores da constituição da mesma (Nyren, 1998).

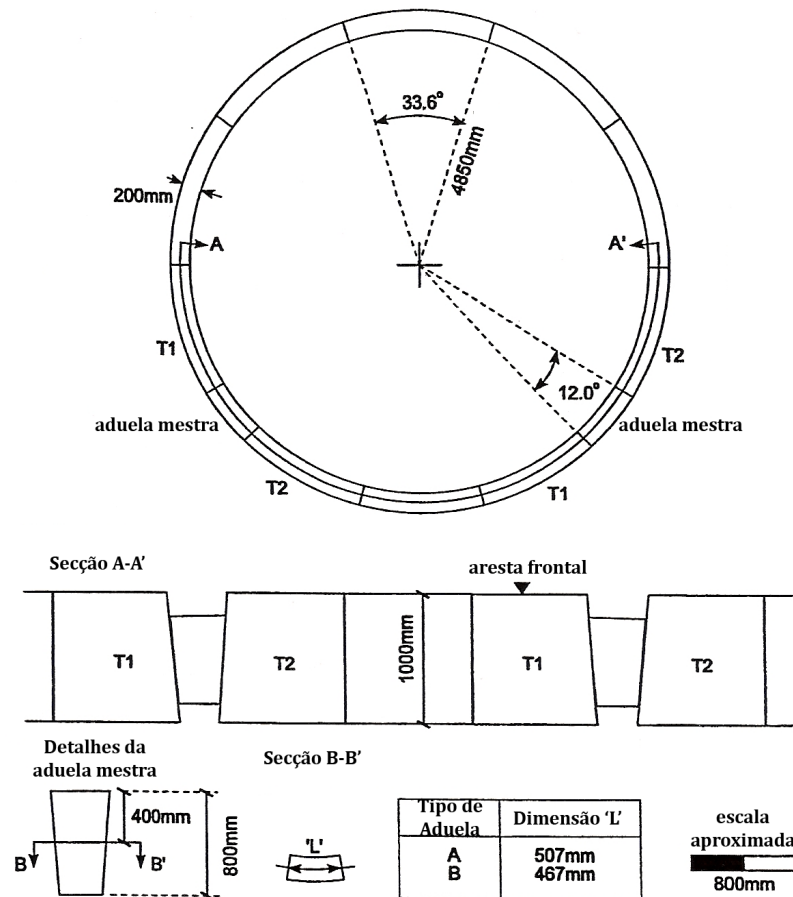


Figura IV.11: Detalhes do suporte e suas aduelas (adaptado de Nyren, 1998).

A conjugação tuneladora/maciço/método construtivo permitiu, durante a construção do túnel “Westbound”, avanços semanais consideráveis. Em média, percorriam-se 70m por semana tendo-se atingido um máximo de 204m quando os trabalhos decorriam em dois turnos diários de onze horas e meia durante cinco dias por semana. Este túnel foi o primeiro a passar sob a secção instrumentada entre 27 e 28 de Abril de 1995, enquanto que o túnel “Eastbound” apenas atravessou a secção cerca de duzentos e cinquenta dias depois, ou seja, entre 8 e 10 de Janeiro de 1996 (Burland et al., 2001b).

Este desfasamento temporário originou a criação de cinco períodos de monitorização que se resumem do Quadro IV.3. As horas de início e de fim que constam no quadro são, como indica o autor, aproximadas.

**Quadro IV.3: Períodos de monitorização (adaptado de Nyren, 1998).**

Período	Descrição	Data e Hora	
		Início	Fim
1	Anterior a quaisquer efeitos devidos à construção da JLE	-	27/04/1995 08h00
2	Efeitos devidos à construção do túnel "Westbound"	27/04/1995 08h00	28/04/1995 18h00
3	Deslocamentos ao longo do tempo no período intermédio	28/04/1995 18h00	08/01/1996 20h00
4	Efeitos devidos à construção do túnel "Eastbound"	08/01/1996 20h00	10/01/1996 18h00
5	Resposta do maciço ao longo do tempo após término das actividades de construção perto da secção	10/01/1996	-

Durante os períodos 2 e 4, a monitorização foi feita 24h por dia e foram registados os efeitos devido à construção de 65 e 45m de túnel respectivamente (Nyren, 1998). A fase 5 prolongou-se pelo menos até 2001, embora as leituras superficiais tenham terminado a 12 de Janeiro de 1999, data a partir da qual apenas se registaram os dados obtidos dos varões extensiométricos (Burland et al., 2001b).

Esta calendarização das observações permite o estudo do comportamento desta obra a curto e a longo prazo. Assim, os resultados dos períodos 2 e 4 servem de base às análises numéricas a curto prazo enquanto os períodos 3 e 5 fornecem informações para inferir sobre o processo de consolidação e o que lhe está associado.

#### **IV.3.4 CARACTERÍSTICAS DO SUPORTE**

Para terminar a apresentação da secção instrumentada, apresentam-se as características de maior relevo do suporte dos túneis. Como é referido anteriormente, o suporte resulta da assemblagem de doze aduelas de 200mm (dez aduelas mais duas aduelas mestras). Uma vez colocado, o suporte reduz em 400mm o diâmetro da abertura feita pela tuneladora perfazendo assim um diâmetro interno de 4,45m.

No que concerne às características do suporte, assume-se para este um comportamento linear-elástico, sendo caracterizado pelos seguintes parâmetros (Grammatikopoulou, 2004):  $E=28\text{GPa}$ ,  $\nu=0,15$  e  $\gamma=24\text{kN/m}^3$ .

#### IV.4 INSTRUMENTAÇÃO INSTALADA

Como referido, o projecto de extensão da “Jubilee line” foi alvo de uma vasta campanha de monitorização. A instrumentação instalada em St. James’s Park teve como principal objectivo a medição de movimentos superficiais e em profundidade devidos à escavação dos túneis. Complementarmente, mediram-se as variações de pressões intersticiais e tensões totais perto dos túneis. Este conjunto de medições permitem analisar o comportamento desta obra ao longo do tempo (Nyren, 1998).

Com vista à obtenção de melhores resultados, foram instalados os mais diversos equipamentos, desde marcas topográficas a varões extensiométricos passando obviamente por inclinómetros e piezómetros. Todos estes aparelhos de medição, bem como os seus funcionamentos e erros que lhes estão associados, encontram-se descritos e pormenorizados em Nyren (1998).

De acordo com o ilustrado na Figura IV.12, os instrumentos de monitorização estão dispostos em sucessivos alinhamentos paralelamente a um trilho de St. James’s Park interceptando os dois túneis quase na perpendicular. A concentração da instrumentação à volta do túnel “Eastbound” deve-se ao facto de este ser o segundo a atravessar a secção e, conseqüentemente, as deformações por ele provocadas estarem condicionadas pelo túnel já existente, contrariamente ao que se passa na escavação do túnel “Westbound” onde se tira partido da simetria de resultados devido à consideração do parque como zona virgem.

O primeiro alinhamento é constituído por vinte e quatro marcas topográficas (MT) distanciadas 2,5m entre si. A terceira marca (MT 3) localiza-se exactamente em cima do eixo do túnel que segue em direcção a Green Park.

Os tubos inclinométricos estão colocados a 6m do primeiro alinhamento na direcção de Green Park. Foram instalados nove tubos, designados de  $A_i$  a  $H_i$  e  $J_i$  de acordo com a letra do correspondente enfileiramento e, como ilustra a Figura IV.13, atingem profundidades que variam entre os 10 e os 40m. Os tubos  $B_i$  e  $F_i$  localizam-se, respectivamente, sobre os eixos dos túneis WB e EB.

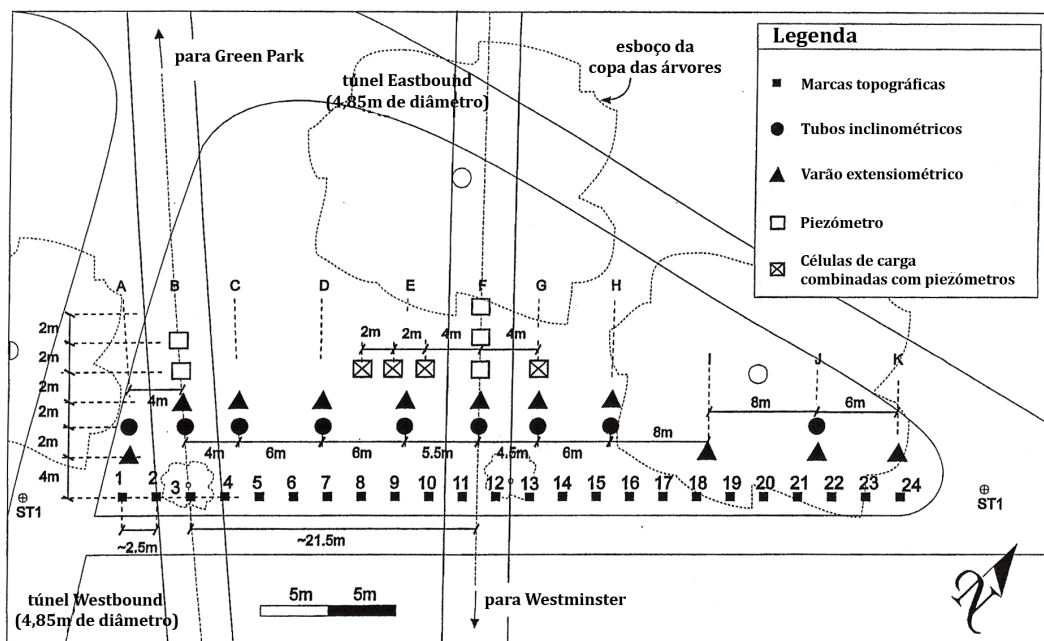


Figura IV.12: Mapa da instrumentação em St. James's Park (adaptado de Nyren, 1998).

Os varões extensiométricos, num total de onze, dividem-se em dois alinhamentos devido a dificuldades de colocação em obra em resultado dos ramos de árvores e do pavimento (Nyren, 1998). Quatro varões ( $A_x$ ,  $I_x$ ,  $J_x$  e  $K_x$ ) situam-se a 4m das marcas topográficas e os restantes sete ( $B_x$  a  $H_x$ ) afastam-se destas cerca de 8m, sendo que o equipamento  $B_x$  e  $F_x$  estão alinhados com os eixos dos túneis. As profundidades atingidas são semelhantes às dos tubos inclinométricos como ilustrado na Figura IV.13.

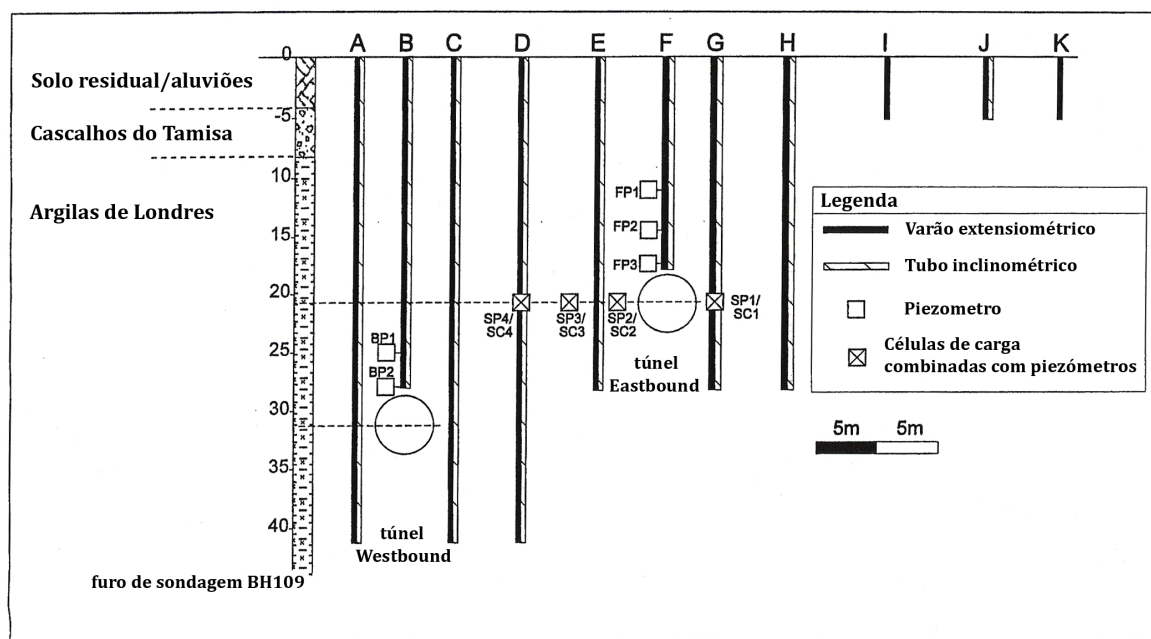


Figura IV.13: Perfil da secção instrumentada (adaptado de Nyren, 1998).

A localização da amarração ao terreno dos diferentes pontos de medição de cada varão extensiométrico bem como a respectiva numeração é apresentada na Figura IV.14, na qual o início do referencial é o eixo do túnel “Westbound”. Verifica-se que cada varão possui oito pontos de medição, como é aliás referido por Nyren (1998).

Os cinco piezómetros estão instalados na vertical dos eixos dos túneis, dois localizados no enfileiramento B e os restantes situam-se no enfileiramento F. De acordo com o ilustrado na Figura IV.12, os primeiros piezómetros situam-se a 10m das marcas topográficas e os restantes são dispostos de dois em dois metros. Verticalmente, os aparelhos estão dispostos de modo a permitir a medição da pressão de água a diferentes profundidades como ilustra a Figura IV.13.

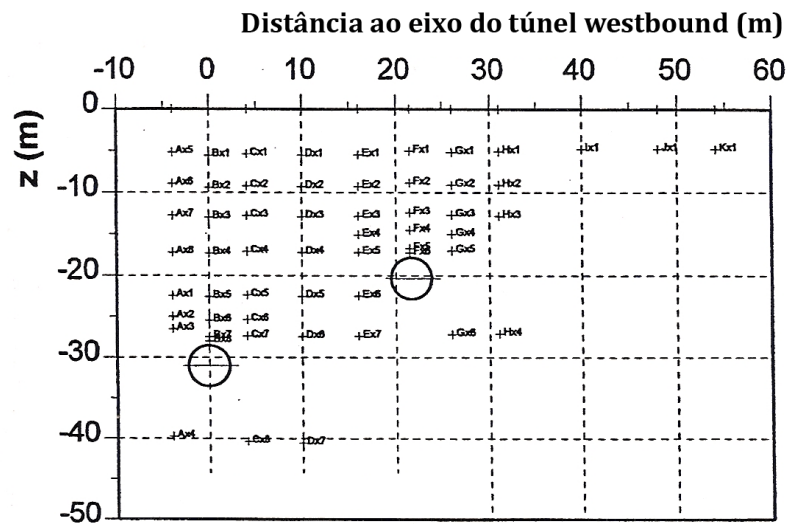


Figura IV.14: Distribuição das amarrações nos varões extensiométricos (adaptado de Nyren, 1998).

Relativamente às quatro células de carga combinadas com piezómetros, estas estão colocadas a 10m das marcas topográficas (Figura IV.12) e aproximadamente à mesma profundidade do eixo horizontal do túnel “Eastbound”.

Finalmente, de modo a permitir a monitorização de esforços e deformações no suporte, foram instaladas células de carga e deflectómetros nas aduelas que constituem o suporte. A Figura IV.15 ilustra o posicionamento destes aparelhos bem como os pormenores da colocação dos deflectómetros consoante a geometria da aduela instrumentada.

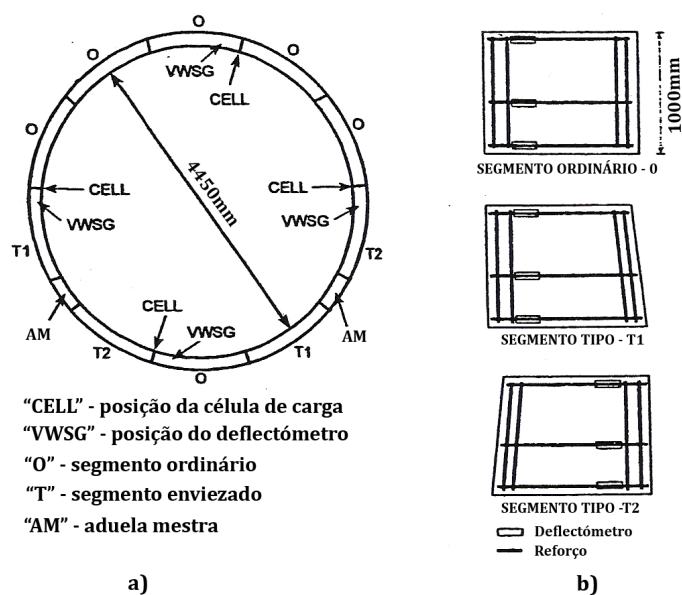


Figura IV.15: Instrumentação do suporte: a) localização dos equipamentos b) pormenores da instalação dos defletores (adaptado de Nyren, 1998).

## IV.5 RESULTADOS DA INSTRUMENTAÇÃO

Na sequência da descrição da instrumentação utilizada, apresentam-se alguns dos resultados obtidos nas leituras dos vários aparelhos instalados para o efeito. Os dados relativos ao maciço e ao suporte são apresentados separadamente e, para cada uma delas, expõe-se, primeiramente, tudo o que seja referente a deformações e, finalmente, os resultados relativos ao estado de tensão.

### IV.5.1 INSTRUMENTAÇÃO DO MACIÇO

A instrumentação preconizada forneceu inúmeras informações sobre o comportamento do maciço. De seguida apresentam-se as medições referentes a assentamentos tanto a superfície como em profundidade, deslocamentos horizontais, pressões intersticiais e tensões totais no maciço.

#### IV.5.1.1 ASSENTAMENTOS

A Figura IV.16 ilustra as bacias de subsidência observadas imediatamente a seguir à escavação dos túneis WB e EB. Os resultados apresentados representam os



assentamentos superficiais provocados pela escavação dos túneis, ou seja referem-se às movimentações do terreno observadas única e exclusivamente durante os períodos 2 e 4.

A Figura IV.16 a) ilustra o perfil de assentamentos do túnel WB. Assumindo o perfil como simétrico, o volume de perdas obtido por aproximação duma curva gaussiana é 3,3%. Sobre o eixo do túnel, obtém-se, a curto prazo, um assentamento máximo à superfície de 20,4mm (Burland et al., 2001b). Relativamente ao túnel EB (Figura IV.16 b), obtém-se um volume de perdas de 2,8% subdividindo-se em 1,2% e 1,6% para a zona Norte e Sul, respectivamente. O assentamento máximo imediato verificado à superfície é de 23,4mm (Burland et al., 2001b). Uma vez que este túnel é menos profundo que o túnel WB, os efeitos da escavação são mais sentidos à superfície traduzindo-se, naturalmente, em maiores movimentos.

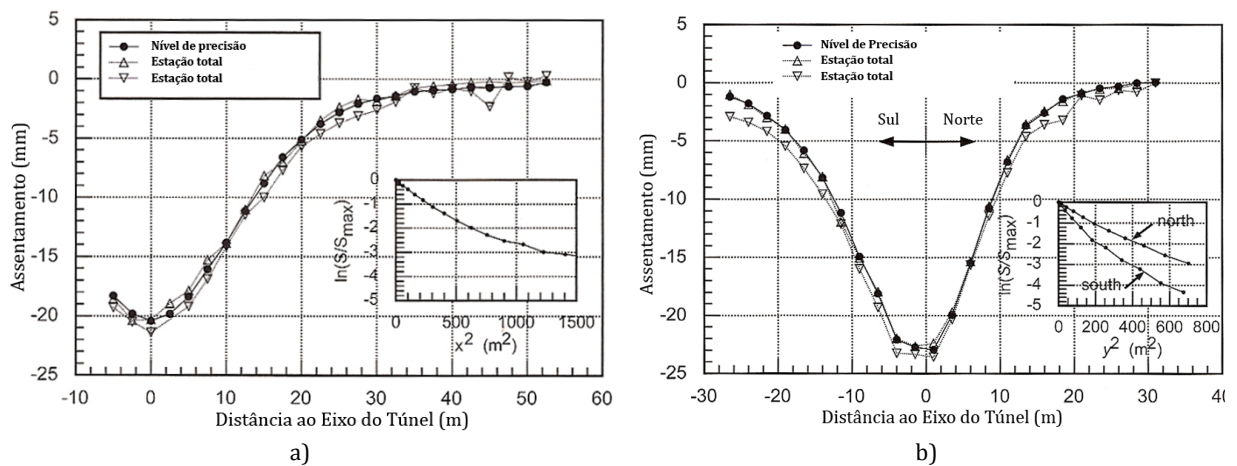


Figura IV.16: Perfil de assentamentos superficiais (adaptado de Burland et al., 2001b): a) túnel WB; b) túnel EB.

A Figura IV.17 ilustra a variação do perfil de assentamentos em profundidade imediatamente após a construção dos dois túneis. Com o aumento da profundidade, a forma da bacia altera-se ficando mais estreita e mais profunda, isto é, o assentamento máximo ( $S_{max}$ ) aumenta e o ponto de inflexão da bacia ( $i_y$ ) aproxima-se do eixo vertical do túnel. A variação em profundidade destes dois parâmetros encontram-se resumida no Quadro IV.4. Comparando os assentamentos e as localizações do ponto de inflexão apresentados, verifica-se que os dois parâmetros variam sensivelmente na mesma proporção. Para o túnel WB, cujo perfil é simétrico, verifica-se que, entre a superfície e os 22,5m de profundidade, o assentamento aumenta cerca de 61% enquanto que a localização do ponto de inflexão diminui 62,5%. Relativamente ao segundo túnel as variações obtidas (72,3% e 64%, respectivamente) diferem ligeiramente, provavelmente

devido ao facto de as bacias não serem simétricas e devido a uma eventual deficiente estimativa dos perfis na zona norte para algumas profundidades.

Atendendo ao exposto, a ausência de variação do volume de perdas em profundidade, apesar da alteração da forma dos perfis de assentamentos para os dois túneis (ver Figura IV.17), era esperada e é ilustrativa do comportamento não drenado de argilas quando submetidas a solicitações que provocam o seu corte. Note-se, no entanto, que perto do coroamento do túnel WB se verifica um ligeiro aumento para 3,5% e que, na zona norte dos perfis subsuperficiais do túnel EB, se observa um aumento do volume, devido, provavelmente, à proximidade da cavidade e consequente plastificação do maciço envolvente.

**Quadro IV.4: Variação em profundidade do volume de perdas, distância do ponto de inflexão ao eixo do túnel e assentamento máximo (adaptado de Nyren, 1998).**

z (m)	Túnel WB			Túnel EB		
	Vp (%)	$i_y$ (m)	$S_{max}$ (mm)	Vp (%)	$i_y$ (m)	$S_{max}$ (mm)
0	3,2	13,0	18,0	2,9	9,7	23,5
5	3,2	12,5	19,0	2,9	8,9	26,0
9,3	3,2	12,5	19,5	2,8	8,3	27,0
12,8	3,2	12,3	21,0	2,9	8,0	32,0
17,5	3,2	10,9	24,0	2,9	5,9	40,5
22,5	3,3	8,0	29,0			
27,5	3,5	7,2	40,0			

Determinando a localização de  $i_y$  através de expressões empíricas, como a equação [IV.1] referida em Almeida e Sousa (1998), verifica-se que os resultados obtidos aproximam-se dos valores resultantes da observação. Por exemplo, para as profundidades de 9,3m e 22,5m, obtém-se, respectivamente, uma distância de 12,5m e 8,2m, ou seja valores muito idênticos aos apresentados no Quadro IV.4. Para o túnel EB, os resultados não são tão bons devido, provavelmente, às causas acima identificadas.

$$i_{y,z} = 0,175H + 0,325 \cdot (H - z) \quad [IV.1]$$

Finalmente, comparando o volume de perdas e o assentamento máximo à superfície apresentados na Figura IV.16 e na Figura IV.17, observa-se uma ligeira discrepância no volume de  $\pm 0,1\%$  em ambos os túneis e uma diferença de, sensivelmente, 2mm no assentamento máximo no túnel WB. No entanto opta-se como valores de referencia os resultados apresentados por Burland et al. (2001b).

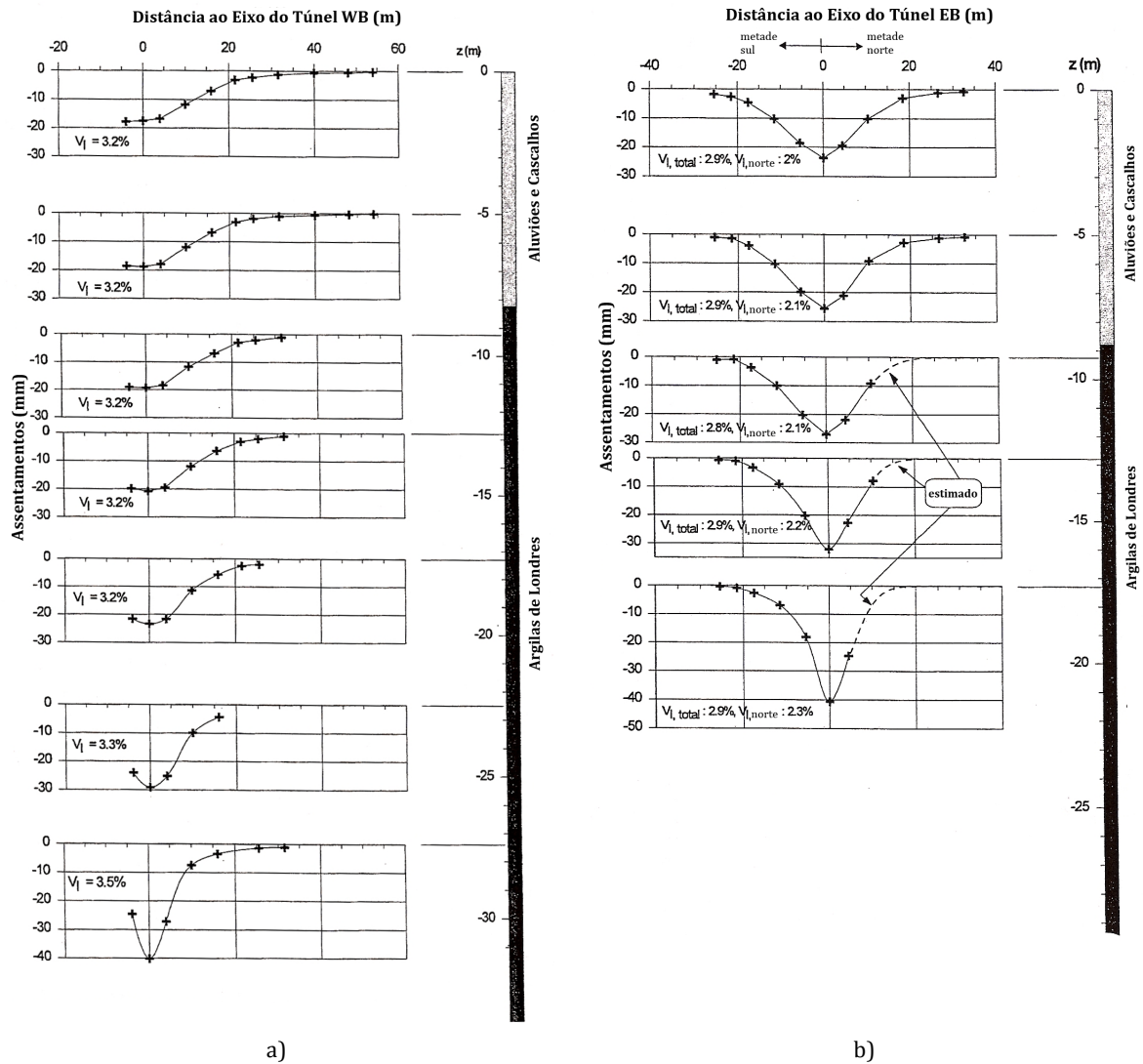


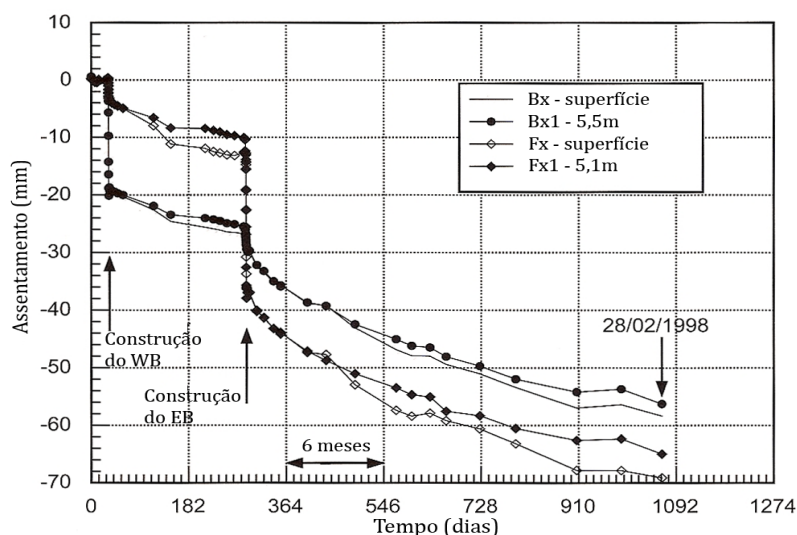
Figura IV.17: Variação dos perfis de assentamento em profundidade (adaptado de Nyren, 1998): a) túnel WB; b) túnel EB.

No seguimento das duas figuras anteriormente analisadas, apresenta-se, na Figura IV.18 a evolução dos assentamentos à superfície e a sensivelmente 5m de profundidade ao longo do tempo sobre os eixos dos dois túneis. A evolução dos assentamentos permite claramente identificar os cinco períodos de monitorização apresentados no Quadro IV.3.

Inicialmente, durante o primeiro período, não se registam deslocamentos nem à superfície nem em profundidade. Com a construção do túnel WB (período 2) registam-se deslocamentos de aproximadamente 20mm e 4mm sobre os eixos dos túneis WB e EB, respectivamente. Durante os duzentos e cinquenta dias que separam a construção dos dois túneis (período 3), verifica-se um aumento dos deslocamentos nos vários pontos de medição, sendo que o aumento observado é maior à superfície. No final deste período, os assentamentos à superfície e a cerca de 5m de profundidade são aproximadamente de

27mm e 26mm para o túnel WB e de 13mm e 10mm para o túnel EB, respectivamente. Durante a construção do túnel EB (período 4) verifica-se um novo aumento brusco dos deslocamentos, principalmente sobre o eixo do túnel construído, verificando-se sensivelmente os mesmos assentamentos tanto à superfície como a 5m de profundidade. No final da construção do segundo túnel, os assentamentos sobre o eixo do túnel WB rodam os 30mm enquanto que, para o túnel EB, os deslocamentos atingem cerca de 36mm. Finalmente, durante o último período de monitorização (período 5), assiste-se ao aumento dos assentamentos, sendo este aumento também superior à superfície. A 28 de Fevereiro de 1998, os deslocamentos à superfície e a 5m de profundidade são, respectivamente, de 58mm e 56mm sobre o túnel WB e de 69mm e 65mm sobre o túnel EB.

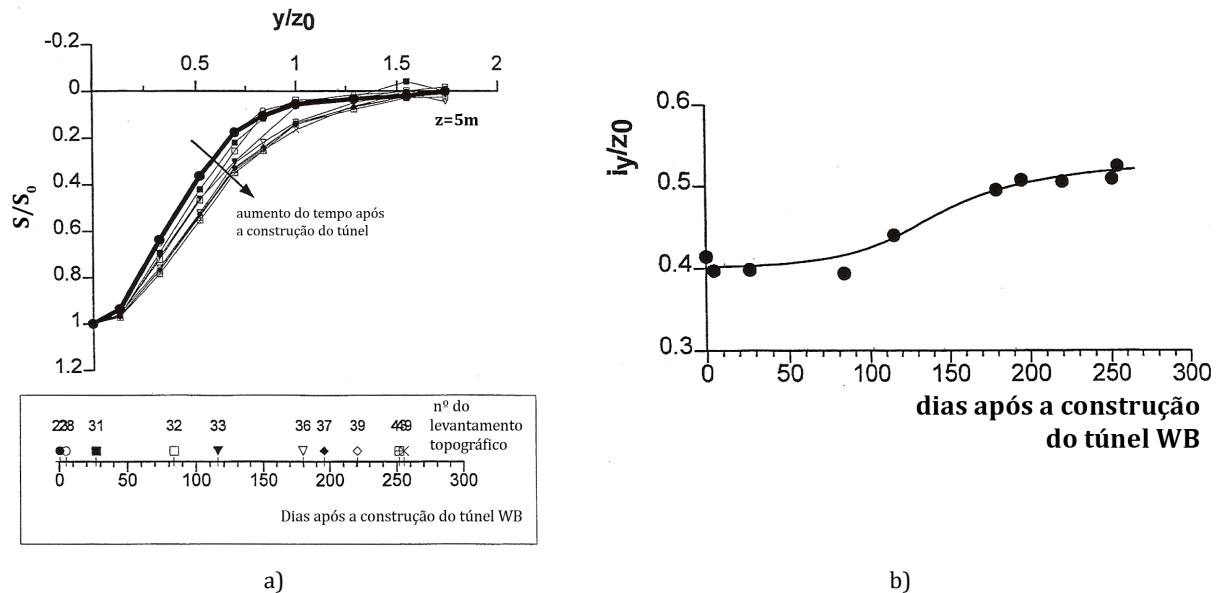
Da análise da Figura IV.18 também é possível observar que, devido o facto do túnel EB ser mais superficial, a sua construção provoca maiores assentamentos à superfície e em profundidade quando comparados com os resultantes da construção do túnel WB. No entanto, relativamente aos assentamentos por consolidação, verifica-se que, qualitativamente, a evolução é semelhante para os dois túneis.



**Figura IV.18: Assentamentos superficiais ao longo do tempo (adaptado de Burland et al.,2001).**

Nas Figuras IV.19 e IV.20, apresenta-se a evolução no tempo dos perfis de assentamentos a 5m de profundidade e respectivas localizações dos pontos de inflexão. Primeiramente apresentam-se os resultados para o túnel WB (Figura IV.19) e, seguidamente, discutem-se os resultados obtidos para o túnel EB (Figura IV.20). As escalas horizontal e vertical da Figura IV.19 a) e da Figura IV.20 a) encontram-se normalizadas. Os assentamentos (eixo

das ordenadas) são normalizados para o assentamento medido no eixo do túnel ( $S/S_0$ ), enquanto que a distancia ao eixo do túnel (eixo das abcissas) é normalizada para a profundidade do eixo túnel ( $y/z_0$ ). Semelhante normalização é utilizada no eixo das ordenadas da Figura IV.19 b) e Figura IV.20 b) onde a localização do ponto de inflexão é normalizada para a profundidade do eixo do túnel ( $i_y/z_0$ ).



**Figura IV.19: Evolução no tempo dos assentamentos sobre o túnel WB a 5m de profundidade (adaptado de Nyren, 1998): a) perfil de assentamento; b) localização do ponto de inflexão.**

Analisando a Figura IV.19 a), que ilustra a variação dos deslocamentos a 5m de profundidade sobre o eixo do túnel WB durante os períodos 2 e 3, verifica-se um alargamento no tempo da forma da bacia quando comparada com o perfil de assentamentos imediatamente após a construção do túnel WB traçado a negrito da figura. Esta evolução conduz a um aumento dos assentamentos e dos movimentos diferenciais (Nyren, 1998). Relativamente à evolução da localização do ponto de inflexão (Figura IV.19 b)), verifica-se um aumento do mesmo entre 25% a 30%.

A Figura IV.20 a) ilustra a evolução temporal dos assentamentos a 5m de profundidade sobre o eixo do túnel EB no períodos 4 e 5. O comportamento observado é semelhante ao descrito para o túnel WB, no entanto, o alargamento da bacia é mais evidente no túnel EB. A alteração da forma dos perfis de assentamentos é também muito mais rápido do que observado para o primeiro túnel. Da análise da Figura IV.20 b), verifica-se que, em apenas um ano, os pontos de inflexão na zona Sul e Norte da bacia se situam respectivamente a

distâncias 2 e 1,8 vezes superiores às observadas imediatamente à construção (Nyren, 1998).

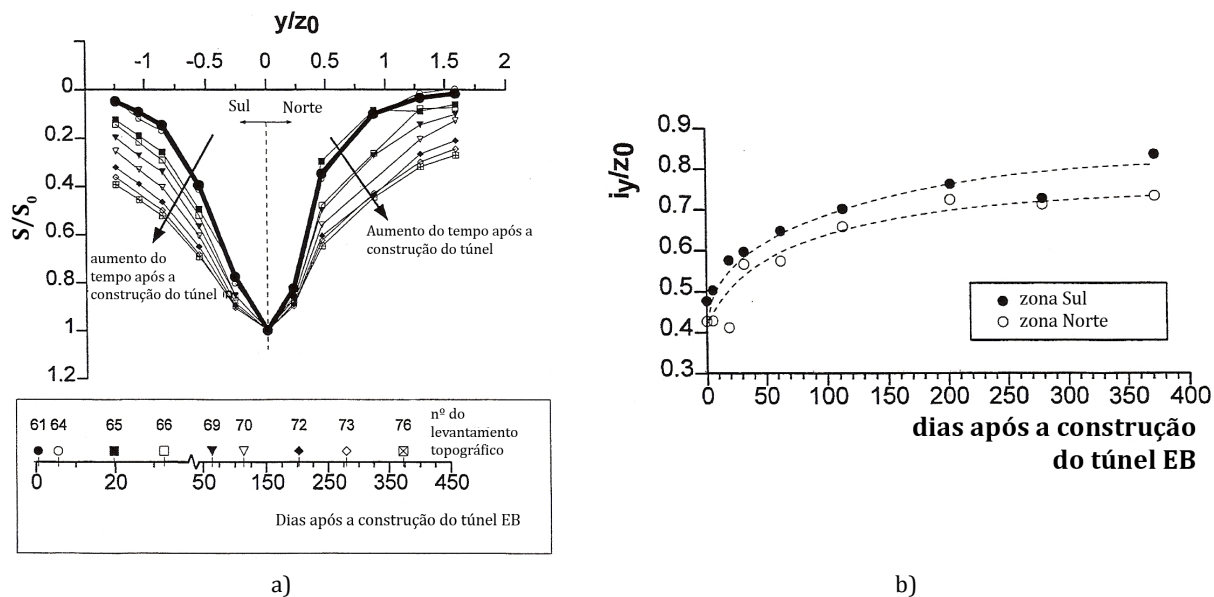


Figura IV.20: Evolução no tempo dos assentamentos sobre o túnel EB a 5m de profundidade (adaptado de Nyren, 1998): a) perfil de assentamento; b) localização do ponto de inflexão.

#### IV.5.1.2 DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS

A informação referente aos deslocamentos horizontais é facultada pelos inclinômetros cujos tubos se localizam junto à secção, como ilustra a Figura IV.21. Os resultados apresentados foram medidos um ano e meio após a construção do túnel EB, isto é, um pouco mais de dois anos após a escavação do túnel WB.

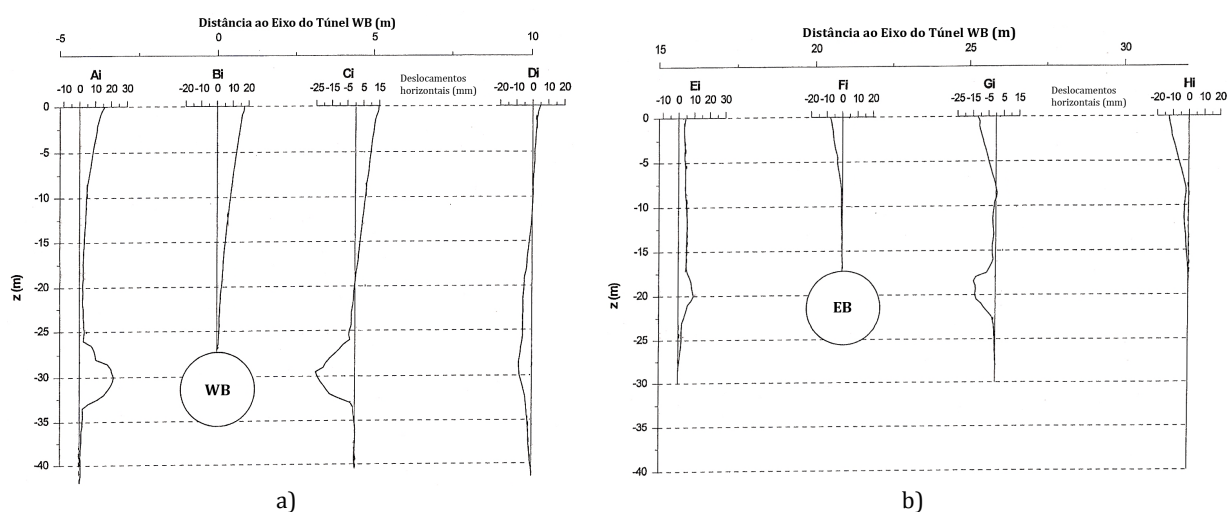


Figura IV.21: Deslocamentos horizontais ao nível do eixo do túnel (adaptado de Nyren, 1998): a) túnel WB; b) túnel EB.

Da análise da Figura IV.21, conclui-se que, como era esperado, é ao nível do eixo dos túneis que os movimentos horizontais são maiores, sendo eles, naturalmente, direccionados para o túnel. No que concerne à magnitude dos deslocamentos, analisando os resultados dos inclinómetros  $C_i$  e  $G_i$ , que distam, respectivamente, 4,0m e 4,5m dos túneis WB e EB (ver Figura IV.12), pode concluir-se que, para o instante de tempo considerado, o túnel WB induz maiores deformações no maciço envolvente. Esta discrepância deve-se ao facto das profundidade dos túneis serem diferentes e, consequentemente, o estado de tensão inicial do maciço bem como o alívio de tensões provocado pela escavação dos túneis também serem distintos. Outro factor que, possivelmente, pode influenciar a magnitude dos deslocamentos é o diferente tempo de consolidação que decorreu entre a medição e a construção dos túneis uma vez que o túnel WB é duzentos e cinquenta dias mais velho do que o EB.

Outra conclusão interessante prende-se com a zona do maciço influenciada pela construção dos túneis. Observando o inclinómetro  $D_i$  (representado na Figura IV.21 a)) que está, sensivelmente, equidistante dos dois túneis (10m do túnel WB e 11,5m do túnel EB), verifica-se que o inclinómetro não regista qualquer perturbação no maciço associada à escavação do túnel EB.

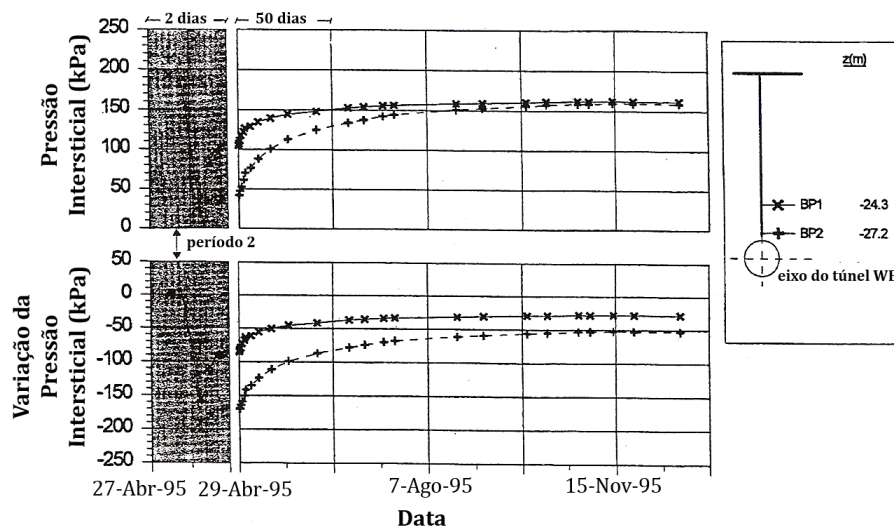
#### **IV.5.1.3 PRESSÕES INTERSTICIAIS**

A variação das pressões intersticiais é medida através dos piezómetros e células de carga combinadas com piezómetros previamente instalados no maciço. Para ambos os túneis são feitos dois registos: na vertical do túnel com os piezómetros instalados e na horizontal (a 20,3m de profundidade) por intermédio das quatro células de carga combinadas com piezómetros (ver Figura IV.12 e Figura IV.13).

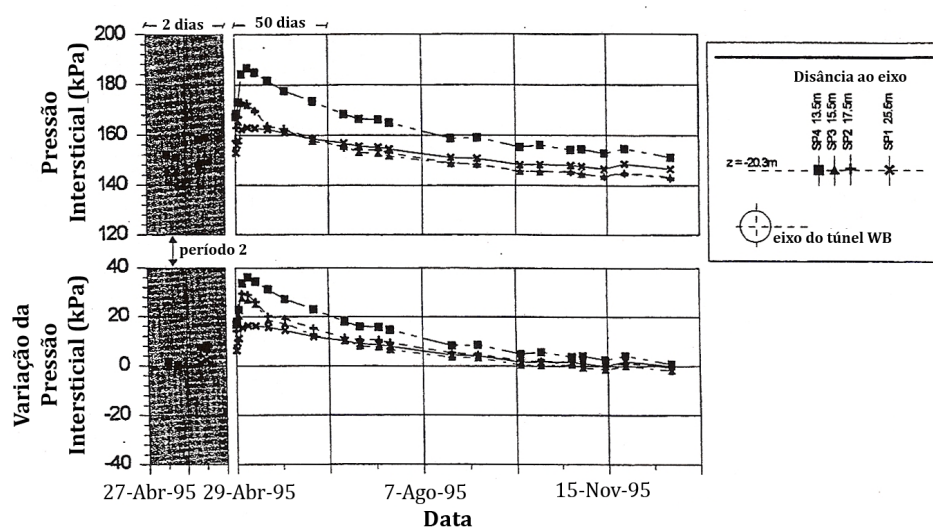
As Figura IV.22 e Figura IV.23 ilustram a evolução das pressões intersticiais resultantes da construção do túnel WB ao longo dos períodos 2 e 3 de monitorização. Analisando a Figura IV.22, verifica-se que, durante a construção do túnel WB, gera-se rapidamente um excesso negativo de pressões intersticiais atingindo no ponto mais próximo do coroamento (BP2) valores de, aproximadamente, -180kPa. Ao longo do tempo, o excesso (negativo) de pressões tende a ser recuperado, verificando-se uma taxa de recuperação superior para o ponto BP2 nos primeiros cento e cinquenta dias. Após este instante, as taxas de recuperação nos dois pontos são semelhantes e, após duzentos e trinta dias de



consolidação, as pressões intersticiais estabilizam para uma tensão de 165kPa, ou seja, cerca de -30kPa e -55kPa das condições hidrostáticas para os pontos BP1 e BP2, respectivamente (Nyren, 1998).



As pressões registadas pelos piezómetros associados a células de carga combinadas (situados a 13,5m, 15,5m, 17,5m e 25,5m à direita do eixo vertical do túnel) encontram-se ilustradas da Figura IV.23, verifica-se que o excesso positivo de pressões intersticiais registado cinco dias após a construção do túnel WB diminui progressivamente e, após duzentos e cinquenta dias, as pressões medidas nos vários pontos assemelham-se às pressões registadas antes da construção do túnel.





Nas Figura IV.24 e Figura IV.25, apresenta-se a evolução das pressões intersticiais devidas à construção do túnel EB, ou seja, dizem respeito às medições efectuadas durante os períodos 4 e 5 de monitorização. Analisando a Figura IV.24, observa-se uma geração negativa de pressões intersticiais imediatamente após a construção do túnel, sendo que esta variação é mais acentuada com o aumento da profundidade. Relativamente à evolução temporal das pressões, após cem dias, verifica-se que para o primeiro nível de leitura (FP1) as pressões intersticiais retomam o seu valor inicial, enquanto que, a 14,6m de profundidade, continua a verificar-se após quinhentos dias uma diferença de cerca de 10kPa entre as pressões medidas e as pressões intersticiais registadas antes da construção do túnel (Nyren, 1998). Finalmente, no que concerne ao terceiro ponto de medição (FP3), não se verifica nenhuma recuperação das pressões intersticiais.

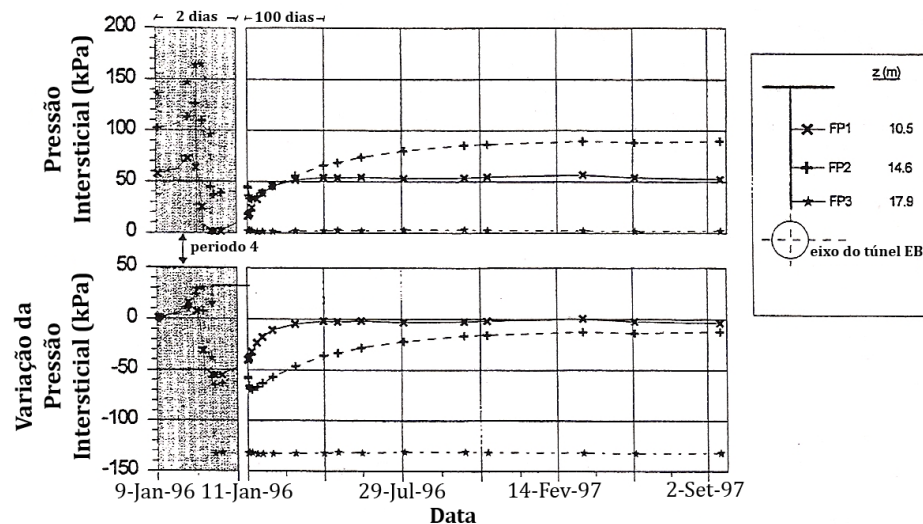


Figura IV.24: Evolução das pressões intersticiais medidas sobre o eixo vertical do túnel EB (adaptado de Nyren, 1998).

Analisando a Figura IV.25, verifica-se que as variações de pressões intersticiais medidas pelos piezómetros associados a células de carga (localizadas a 8,0m, 6,0m e 4,0m à esquerda e a 4,0m à direita do eixo vertical do túnel) apresentam uma evolução semelhante à registada para o túnel WB, ou seja, geram-se excessos positivos de pressões intersticiais até cerca de vinte dias após a construção. Após esta data, assiste-se a uma gradual diminuição de pressões (com igual taxa de evolução nos diversos pontos de medição), atingindo-se após seiscentos dias patamares de pressões razoavelmente estáveis. Contrariamente ao observado após a construção do túnel WB, onde as pressões tendiam para as condições hidrostáticas, após a construção do segundo túnel, as pressões

estabilizam para valores inferiores aos iniciais, variando entre -40kPa para SP4 e -90kPa para SP1 e SP2 (Nyren, 1998).

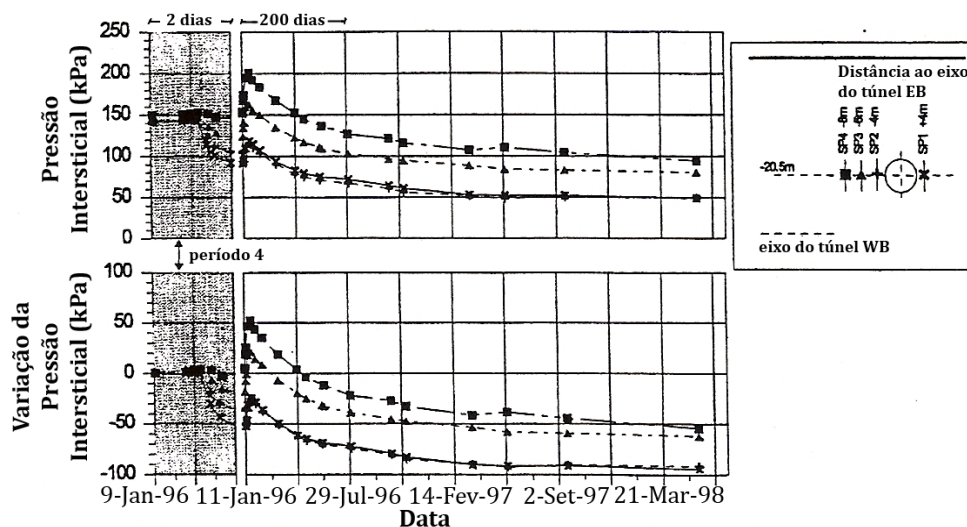


Figura IV.25: Evolução temporal das pressões intersticiais medidas horizontalmente ao túnel EB à profundidade do eixo do túnel (adaptado de Nyren, 1998).

Os resultados anteriores permitem concluir que, enquanto que na zona do maciço imediatamente acima do túnel se verificam excessos negativos de pressões, em pontos situados a sensivelmente  $45^\circ$  do centro do túnel WB, registam-se excesso positivos de pressão intersticial. Em ambas as situações, as pressões intersticiais tendem a convergir para as condições iniciais.

#### IV.5.1.4 TENSÕES HORIZONTAIS TOTAIS

Com a abertura dos túneis, devido ao alívio de tensões provocado pela escavação, há uma diminuição de tensões horizontais totais em redor do túnel. A evolução das tensões horizontais totais é registada nas células de cargas identificadas nas Figura IV.12 e Figura IV.13.

Na Figura IV.26 apresenta-se a evolução das tensões horizontais totais após a construção do primeiro túnel. Durante a construção do túnel (período 2), observa-se um ligeiro aumento das tensões totais horizontais que é inversamente proporcional à distancia da célula de carga ao eixo do túnel. Durante o período 3, as tensões tentem a diminuir até atingir um estado de tensão ligeiramente inferior ao inicial, variando entre 10kPa e 30kPa.

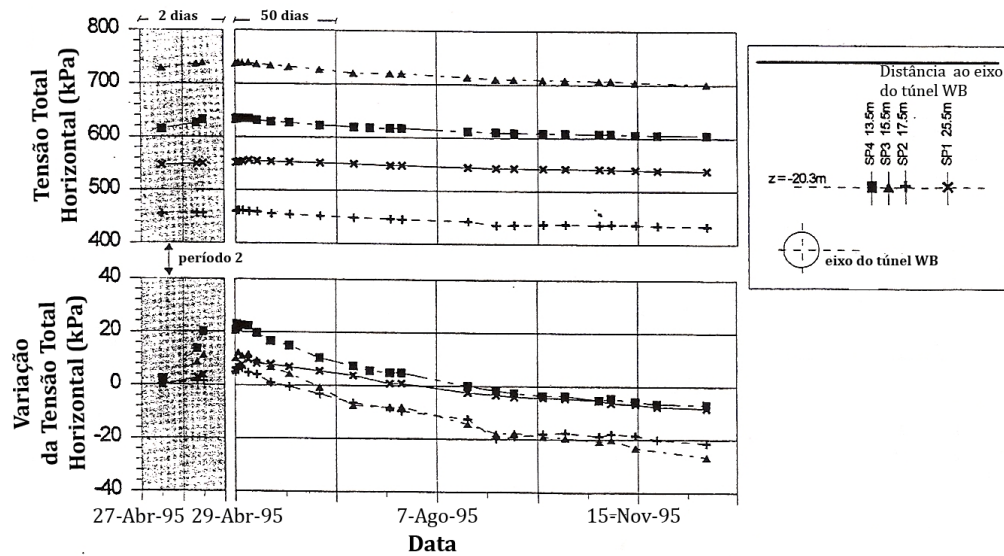


Figura IV.26: Evolução da tensão total horizontal após a construção do túnel WB (adaptado de Nyren, 1998).

A variação das tensões horizontais totais durante e após a construção do túnel EB (períodos 4 e 5) estão ilustradas na Figura IV.27. Contrariamente ao observado para o primeiro túnel, a escavação do túnel EB induz uma diminuição das tensões totais que, para os pontos mais próximos do túnel, atinge cerca de 400kPa, ou seja, verifica-se um alívio quase total das tensões instaladas no maciço (célula SP1). Durante os primeiros quinze dias, observa-se uma grande recuperação das tensões horizontais totais que pode ser devida às injeções realizadas entre o suporte e o maciço com vista à minoração dos deslocamentos verticais. Após este intervalo de tempo, as células mais próximas do túnel (SP1 e SP2) registam um ligeiro aumento no tempo, enquanto que as células SP3 e SP4 registam ligeiras diminuições no valor das tensões horizontais totais.

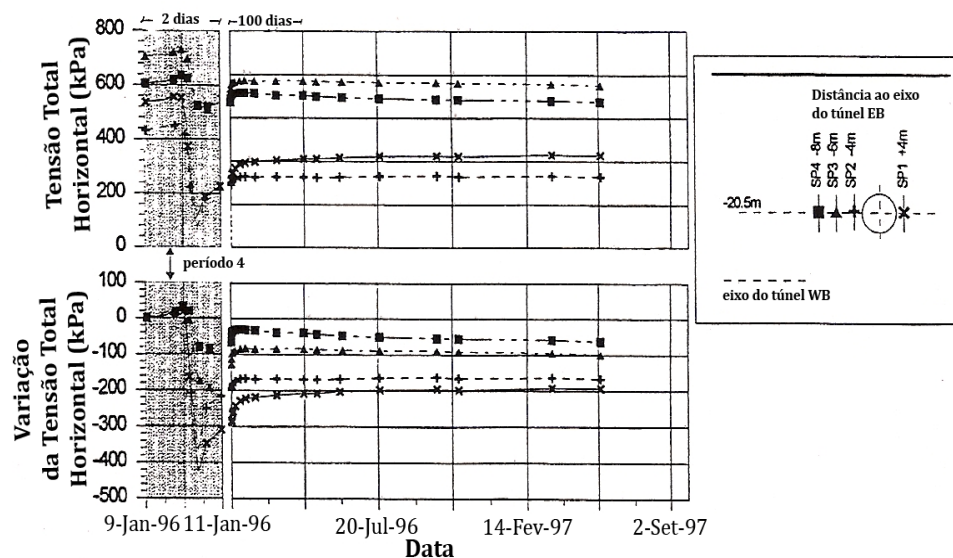


Figura IV.27: Evolução da tensão horizontal total após a construção do túnel EB (adaptado de Nyren, 1998).

## IV.5.2 INSTRUMENTAÇÃO NO SUPORTE

A sequência de apresentação dos resultados da instrumentação para o suporte é a mesma que a adoptada na secção anterior. Assim, apresenta-se, primeiramente, as medições de deformação diametral do túnel e seguida da evolução das tensões no suporte do túnel EB em diversos pontos.

### IV.5.2.1 DEFORMAÇÃO DIAMETRAL

Após a sua construção, o túnel continua a sofrer deformações devido às solicitações a que o suporte está sujeito. Na Figura IV.28, ilustra-se a variação diametral horizontal do túnel WB ao longo do tempo. Uma vez que a instrumentação do túnel WB ficou operacional duzentos e dez dias após a sua construção (Nyren, 1998), as informações disponíveis traduzem unicamente a evolução da deformação a partir do final do terceiro período de monitorização.

Nos primeiros trinta dias após a colocação da instrumentação, a deformação registada é muito pequena, menos de 0,1mm. Oito dias após a construção do túnel EB, verificou-se que uma deformação horizontal de 1,2mm seguida por uma igual deformação diametral vertical (Nyren, 1998). Na última medição efectuada, verificou-se uma deformação diametral horizontal entre 4,8mm e 5,6mm. Devido à danificação de parte da instrumentação, não foi possível recolher dados sobre a deformação vertical (Nyren, 1998).

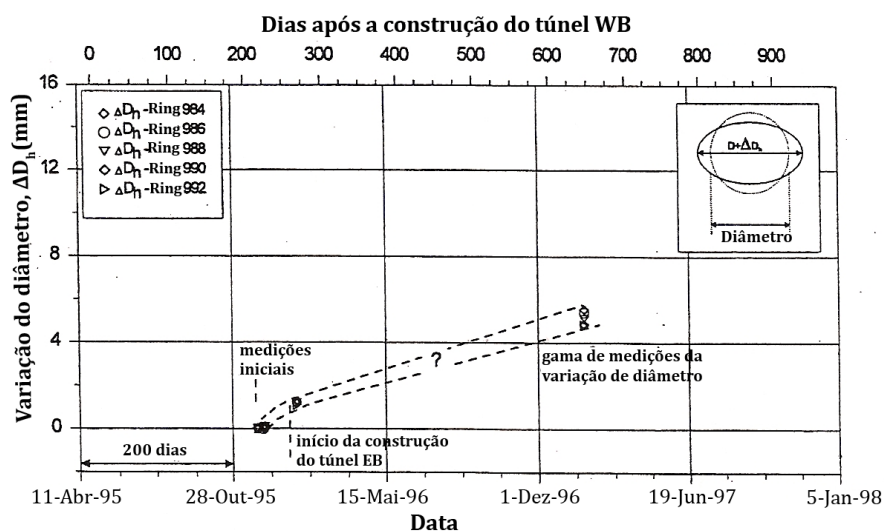


Figura IV.28: Deformação diametral do suporte do túnel WB (adaptado de Nyren, 1998).

A Figura IV.29 apresenta os resultados da instrumentação do túnel EB instalada imediatamente após a sua construção. Doze dias após a colocação da instrumentação, registou-se um aumento diametral de 4,2mm. Após cem dias de instrumentação, a deformação era de sensivelmente 11mm e, passado um ano, a magnitude das deformações oscilava entre 17,2mm e 20,4mm consoante, a aduela instrumentada (Nyren, 1998).

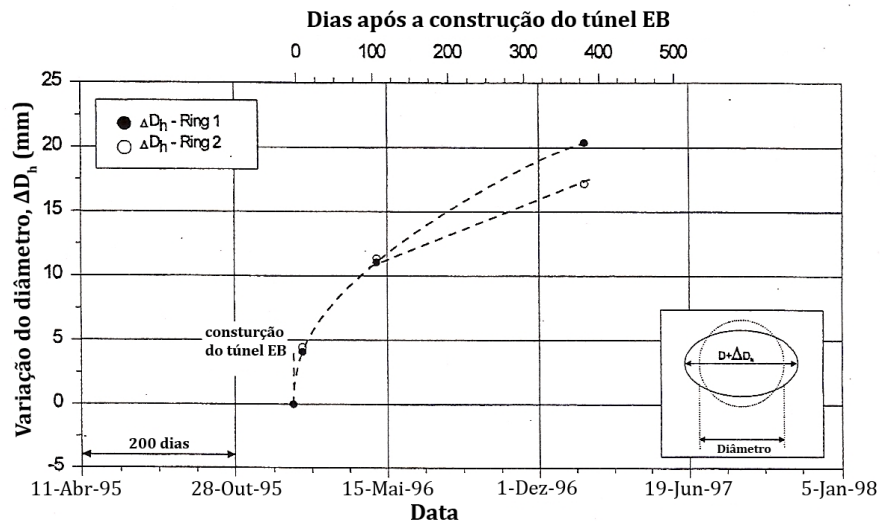


Figura IV.29: Deformação diametral do suporte do túnel EB (adaptado de Nyren, 1998).

#### IV.5.2.2 TENSÕES NO SUPORTE

O conhecimento da distribuição de tensões no suporte fornece informações que permitem verificar a adequabilidade da estrutura projectada, sendo que a sua concentração à volta do túnel depende muito do maciço interessado pela obra. Dos dois túneis que constituem a secção estudada, apenas o segundo (túnel “Eastbound”) foi instrumentado de modo a permitir a monitorização das cargas no suporte. Os resultados observados, encontram-se expostos na Figura IV.30.

Após a construção do túnel EB (período 5), verifica-se, em cem dias, um aumento das cargas circunferenciais entre 40% e 50% da tensão vertical total inicial. As cargas continuam a aumentar atingindo, após um ano, cargas 60% superiores à tensão vertical total inicial nos hasteais e cerca de 45% da soleira e no coroamento do túnel (Nyren, 1998).

Comparando quantitativamente as cargas nos hasteais na soleira ou no coroamento do túnel apresentadas na Figura IV.30, observa-se que as cargas circunferenciais nos hasteais são superiores às registadas no coroamento e na soleira do túnel.

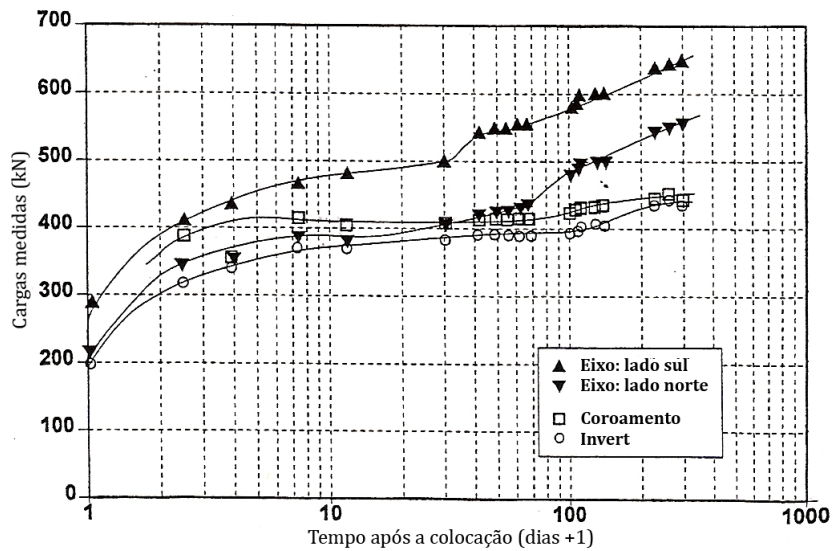


Figura IV.30: Evolução das cargas circunferenciais no suporte do túnel EB ao longo do tempo (adaptado de Nyren, 1998)

## **CAPÍTULO V**

# **ANALISE DO COMPORTAMENTO DO TÚNEL WB NO SEGUNDO E TERCEIRO PERÍODO DE MONITORIZAÇÃO**

### **V.1 INTRODUÇÃO**

Inicia-se a simulação numérica da construção da Jubilee Line Extension modelando a escavação do túnel “Westbound”, o que permite afinar o modelo utilizado, reservando-se o segundo túnel (EB) para posterior verificação das varias opções tomadas no decorrer da calibração do primeiro túnel.

Este capítulo reúne os resultados obtidos nos vários cálculos bidimensionais em estado plano de deformação efectuados para modelar a construção do túnel WB. Os cálculos realizados podem ser agrupados em duas fases distintas. Numa primeira fase, realiza-se um cálculo base com o intuito de, por um lado, analisar o comportamento das argilas de Londres quando modeladas com o modelo MIT-E3 e, por outro lado, ajustar parâmetros geotécnicos ou mecânicos de modo a melhor reproduzir o comportamento real. Numa segunda fase, analisam-se os resultados numéricos obtidos nos quais o modelo de cálculo é melhorado através de alterações propostas na bibliografia.

A qualidade da modelação numérica de túneis depende duma correcta aferição do coeficiente de alívio de tensões ( $\alpha$ ). No presente trabalho, o coeficiente de alívio de tensões é avaliado através dum estudo paramétrico no qual apenas este parâmetro varia. Para cada valor de  $\alpha$ , traça-se o perfil transversal de assentamentos à superfície e determina-se, por aproximação duma curva gaussiana, o volume da bacia de subsidência



que, para condições não drenadas, se considera igual ao volume de perdas do túnel. Após comparar os volumes obtidos numericamente com os resultados fornecidos pelo tratamento dos dados da instrumentação, adopta-se o coeficiente de alívio de tensões que induz um volume de perdas idêntico ao real.

Antes da apresentação e discussão dos resultados obtidos em cada cálculo, apresenta-se a malha de elementos finitos preconizada para a modelação numérica da JLE e resumem-se os parâmetros adoptados para os diversos materiais bem como os modelos constitutivos utilizados nas suas respectivas modelações.

## V.2 MALHA DE ELEMENTOS FINITOS

A Figura V.1 ilustra a malha de elementos finitos adoptada e que foi introduzida no programa de cálculo automático FEM. Esta malha é semelhante à utilizada em análises similares, descritas na bibliografia em Addebrooke et al. (1997), Burland et al (2001b) e Grammatikopoulo (2004).

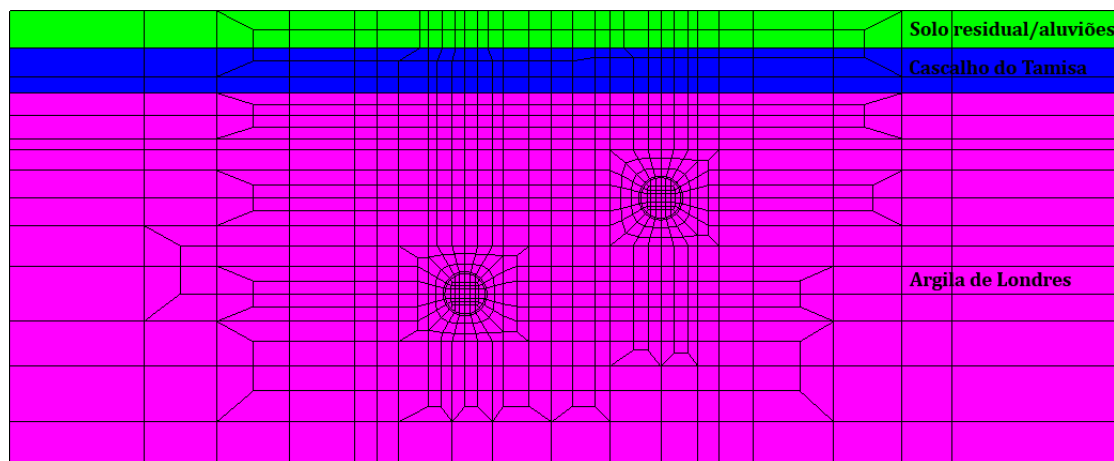


Figura V.1: Malha de elementos finitos adoptada (adaptada de Addenbrooke et al., 1997).

Os três tipos de solo que constituem o maciço terroso estão claramente identificados na Figura V.1. Os dois túneis da JLE são inteiramente escavados nas argilas de Londres sendo encimadas pelas duas camadas de solo incoerente, o cascalho do Tamisa e o solo residual/aluviões, cujas espessuras são, respectivamente, de 4,9m e 4,1m. Embora não esteja representada, a superfície freática coincide com a interface entre estas duas camadas de solo.



A malha é constituída por mil e dez elementos isoparamétricos quadrangulares de oito nós cada, o que perfaz um total de dois mil e novecentos e sessenta e três nós. Os elementos utilizados para modelar as argilas de Londres são elementos “híbridos”, possibilitando a avaliação em simultâneo dos deslocamentos e das pressões intersticiais, pelo que estes elementos exibem interpolação quadrática para os deslocamentos e bilinear para as pressões intersticiais.

As condições fronteira de deslocamento da malha são definidas com dois tipos de ligações ao exterior. Os pontos nodais exteriores dos elementos fronteiros assumem um apoio simples horizontal ou duplo consoante estes pertençam, respectivamente, às fronteiras verticais ou horizontal inferior do problema impedindo, desta forma, quaisquer movimentos horizontais ou verticais e horizontais. Os pontos nodais que constituem a fronteira horizontal superior, com excepção dos dois pontos situados nos cantos superiores da malha, não possuem qualquer restrição de movimento.

As fronteiras exteriores definidas anteriormente são, por defeito, assumidas pelo programa de cálculo automático como impermeáveis. No caso em estudo, existe unicamente uma fronteira permeável que coincide com a superfície freática. Esta fronteira hidráulica fica definida considerando os lados dos elementos de cascalho do Tamisa que a compõem como permeáveis e fixando a altura piezométrica dos respectivos pontos nodais.

### **V.3 MODELOS CONSTITUTIVOS E PARÂMETROS ADOPTADOS**

Ao longo do presente trabalho são apresentadas e discutidas diversas propriedades do maciço e do suporte. Como estas informações se encontram dispersas pelos vários capítulos, opta-se por expor de forma muito sucinta os diversos parâmetros necessários à modelação do túnel que aqui se propõe facilitando, deste modo, a compreensão do presente capítulo.

Num primeiro item, resumem-se, para os vários solos que constituem o maciço, as suas características geotécnicas e geológicas bem como os parâmetros inerentes às leis

constitutivas utilizadas nas respectivas simulações. No segundo ponto desta secção relembram-se as propriedades do suporte do túnel.

### V.3.1 PARÂMETROS DOS SOLOS

Como já se referiu, o maciço interessado pela obra é constituído por três solos. Cada um destes materiais é modelado com leis constitutivas diferentes: o solo residual é tratado com um modelo linear-elástico, o cascalho do Tamisa é modelado com o modelo Mohr-Coulomb e as argilas de Londres são modeladas com o modelo MIT-E3. Os Quadros V.1, V.2 e V.3 resumem, para cada um dos solos, os parâmetros necessários à implementação dos respectivos modelos bem como outras propriedades geotécnicas essenciais para o correcto estudo numérico da obra analisada.

O Quadro V.1 expõe os parâmetros adoptados para o solo residual/aluvião, Sendo este material modelado como linear-elástico.

**Quadro V.1: Propriedade do solo residual/aluviões.**

Parâmetro	Valor
Peso volúmico seco, $\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	18,0
Coeficiente de impulso em repouso, $K_0$	0,5
Módulo de elasticidade, $E'$ (MPa)	5,0
Coeficiente de Poisson, $\nu'$	0,3

As propriedades adoptadas para o cascalho do Tamisa encontram-se resumidas no Quadro V.2. Esta camada de solo é modelada com o modelo Mohr-Coulomb obrigando ao conhecimento do ângulo de atrito interno e da coesão, que neste caso é nula.

**Quadro V.2: Propriedades do cascalho do Tamisa.**

Parâmetro	Valor
Peso volúmico saturado, $\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	20,0
Coeficiente de impulso em repouso, $K_0$	0,43
Módulo de elasticidade, $E'$ (MPa)	160,0
Coeficiente de Poisson, $\nu'$	0,2
Ângulo de atrito interno, $\phi'$ (°)	35,0
Coeficiente de permeabilidade, $k_h=k_v=k$ (m/s)	$5,0 \times 10^{-3}$

Relativamente às argilas de Londres, opta-se por apenas resumir no Quadro V.3 as propriedades geotécnicas que não estão integradas no modelo MIT-E3, uma vez que os parâmetros do modelo já se encontram expostos no Quadro III.9. Das propriedades apresentadas no Quadro V.3, salienta-se apenas os parâmetros  $\kappa_{med}$  e  $OCR$  que são requeridos pelo programa FEM possibilitando a determinação do índice de vazios inicial.

**Quadro V.3: Propriedades geotécnicas das argilas de Londres.**

Parâmetro	Valor
Peso volúmico saturado, $\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	20,0
Coefficiente de impulso em repouso, $K_0$	1,0-1,5
Grau de sobreconsolidação, $OCR$	3,0-7,56
Coefficiente de permeabilidade horizontal, $k_h$ (m/s)	$2,8 \times 10^{-11}$
Coefficiente de permeabilidade vertical, $k_v$ (m/s)	$1,1 \times 10^{-11}$
Declive médio do ramo sobreconsolidado no plano $e$ - $\ln(p')$ , $\kappa_{med}$	0,0195

Tendo em consideração a variação de  $K_0$  da Figura II.9 b), as argilas de Londres são divididas em quatro camadas nas quais se adoptam valores de  $K_0$  e, conseqüentemente, de  $OCR$  diferentes. Nas primeiras três camadas com sensivelmente 5m de espessura e que dividem o maciço argiloso desde o topo ( $z=9$ m) até  $z=25$ m, adopta-se  $K_0=1,5$ ,  $K_0=1,4$  e  $K_0=1,2$ , respectivamente. Na última camada, que se estende desde os 25m de profundidade até a fronteira horizontal inferior do problema ( $z=49,8$ ), adopta-se  $K_0=1,0$ .

### V.3.2 PARÂMETROS DO SUPORTE

Como já foi referido no Capítulo IV, o suporte é modelado como sendo linear-elástico. As características deste elemento estão resumidas no Quadro V.4.

**Quadro V.4: Propriedades do suporte.**

Parâmetro	Valor
Peso volúmico seco, $\gamma_{betão}$ (kN/m <sup>3</sup> )	24
Módulo de elasticidade, $E'$ (GPa)	28
Coefficiente de Poisson, $\nu'$	0,15
Coefficiente de permeabilidade, $k_h=k_v=k$ (m/s)	Impermeável

## V.4 CÁLCULO BASE

Com o cálculo base, que consiste na análise numérica da escavação do túnel WB utilizando os parâmetros base descritos em V.3, pretende-se analisar o comportamento exibido pelo maciço interessado pela obra quando as argilas sobreconsolidadas que o compõem são modeladas com o modelo MIT-E3. Na modelação da obra, utiliza-se um coeficiente de alívio de tensões de 0,665 por ser este o valor que conduz a um volume de perdas igual ao observado “in situ”, ou seja, 3,2%.

A exposição dos resultados divide-se em duas partes, correspondendo a primeira ao comportamento verificado a curto prazo enquanto que a segunda parte engloba

diferentes resultados obtidos a longo prazo. Os instantes de tempo escolhidos para tal efeito são o instante imediatamente após a colocação do suporte ( $t=0$  dia) e o final do terceiro período de monitorização, ou seja sensivelmente duzentos e quarenta e nove dias após a construção do túnel em estudo ( $t=249$  dias).

Relativamente à análise do comportamento drenado do maciço ( $t=249$  dias), antes de comparar os resultados numéricos com os dados fornecidos pela instrumentação, é previamente efectuada uma análise de sensibilidade da permeabilidade do suporte. Esta análise permite também verificar se a permeabilidade adoptada para as argilas de Londres está adequada ou se, pelo contrário, necessita de algum ajuste com vista à obtenção dos melhores resultados possíveis.

#### V.4.1 ANÁLISE DO COMPORTAMENTO A CURTO PRAZO

##### V.4.1.1 ASSENTAMENTOS

Os assentamentos devidos à construção dos túneis são o pilar do presente trabalho. Assim, inicia-se a discussão dos resultados obtidos numericamente com o estudo do perfil transversal de assentamentos à superfície, ilustrado na Figura V.2. Da observação da figura, conclui-se directamente que, embora o volume de perdas das duas bacias ilustradas seja igual, os assentamentos máximos obtidos numericamente são significativamente inferiores aos reais. Enquanto que, no terreno, se observou um assentamento máximo de 18mm, a via numérica fornece um resultado duas vezes inferior, mais precisamente, 9,6mm.

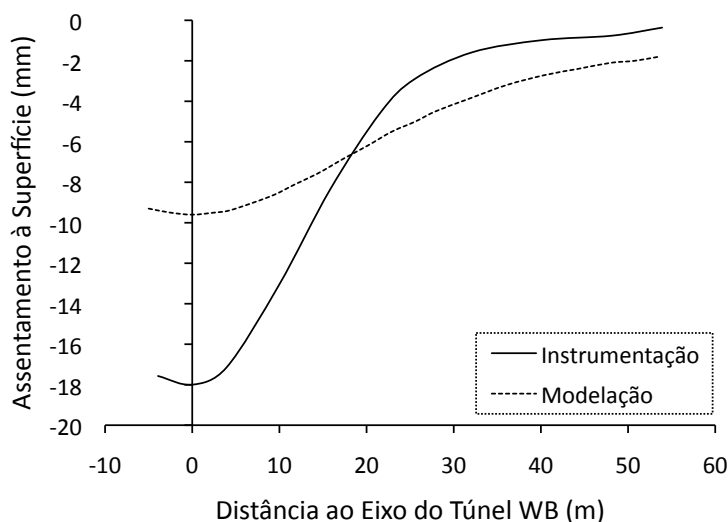


Figura V.2: Bacia de subsidência à superfície.

O perfil de assentamentos resultante da modelação é mais largo do que real, traduzindo-se num maior afastamento entre o eixo vertical do túnel e o ponto de inflexão ( $i_y$ ) da bacia. Este facto, conexo ao assentamento máximo obtido, conduz a menores distorções na superfície do terreno, subestimando assim os possíveis danos causados em edifícios vizinhos pela escavação do túnel WB. Este último parâmetro bem como o volume de perdas e o valor do assentamento máximo obtidos à superfície estão resumidos no Quadro V.5 onde também se expõem resultados obtidos a diversas profundidades, adiante ilustrados na Figura V.3.

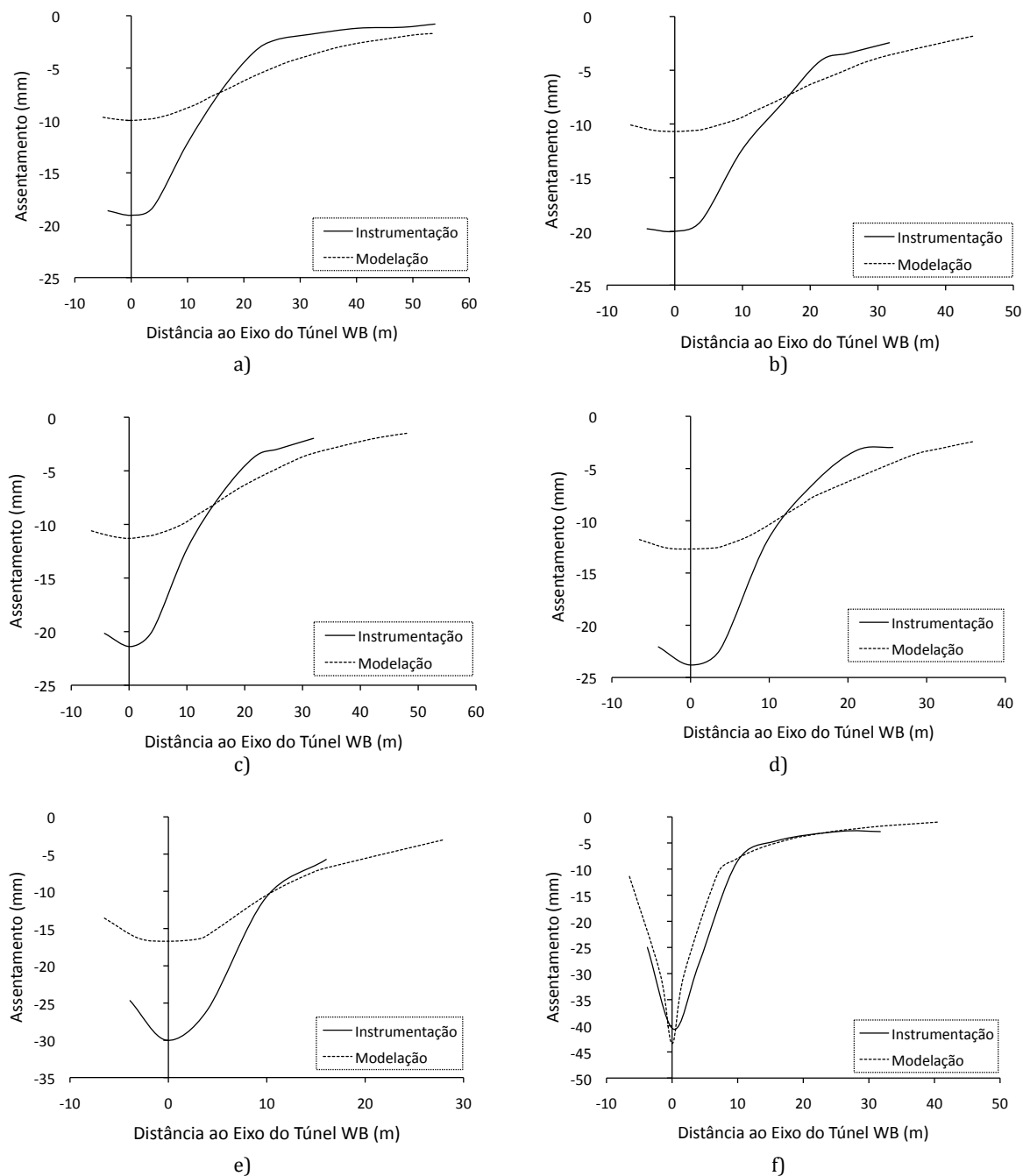
**Quadro V.5: Variação em profundidade das características geométricas dos perfis de assentamentos.**

z (m)	Instrumentação			Modelação		
	$Vp$ (%)	$S_{max}$ (mm)	$i_y$ (m)	$Vp$ (%)	$S_{max}$ (mm)	$i_y$ (m)
0	3,2	18,0	13,0	3,17	9,6	25,6
5,0	3,2	19,0	12,5	3,14	10,0	24,2
9,3	3,2	19,5	12,5	3,00	10,7	21,0
12,8	3,2	21,0	12,3	3,04	11,3	20,4
17,5	3,2	24,0	10,9	3,16	12,7	18,9
22,5	3,3	29,0	8,0	3,40*	16,7	-
27,2	3,5	40,0	7,2	3,62*	43,4	-

\* Valor determinado com recurso à ferramenta AREA do programa de desenho assistido por computador AutoCAD.

Da análise dos resultados numéricos, verifica-se que o assentamento máximo e a distância ao ponto de inflexão variam inversamente. Assim, a diminuição de  $i_y$  compensa o aumento do assentamento máximo em profundidade mantendo-se, como esperado, o volume de perdas sensivelmente invariável uma vez que estes resultados são referentes à situação não drenada.

A Figura V.3 compara os perfis transversais de assentamentos reais e numéricos. Apesar da alteração da forma do perfil induzida pela variação do assentamento máximo e do ponto de inflexão, os perfis de assentamentos obtidos por via numérica continuam a ser mais largos e mais achatados que os reais.



**Figura V.3: Perfis de assentamentos para diversas profundidades: a)  $z=5\text{m}$ ; b)  $z=9,3\text{m}$ ; c)  $z=12,8\text{m}$ ; d)  $z=17,5\text{m}$ ; e)  $z=22,5\text{m}$ ; f)  $z=27,5\text{m}$ .**

Os assentamentos máximos obtidos numericamente são sempre inferiores aos reais excepto para  $z=27,5\text{m}$ . Representando graficamente a sua evolução em profundidade (ver Figura V.4), verifica-se que, apesar das diferenças observadas, o modelo constitutivo MIT-E3 reproduz nos primeiros 17,5m um comportamento qualitativamente idêntico ao observado, constatando-se um aumento do assentamento entre a superfície e 17,5m de aproximadamente 30%.

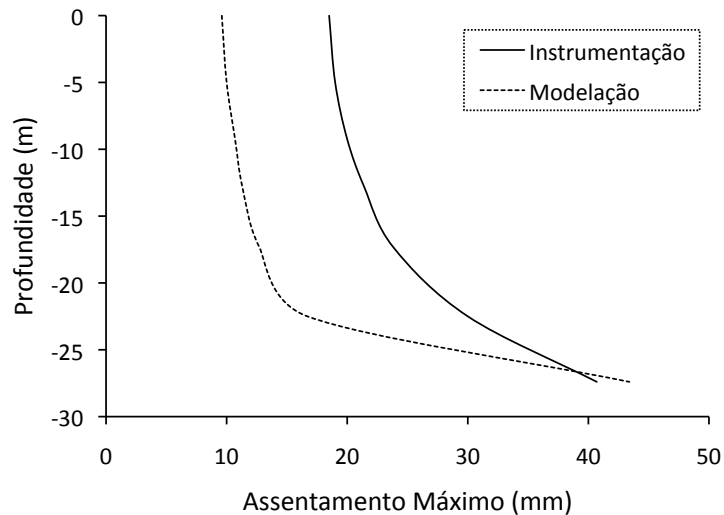


Figura V.4: Evolução em profundidade do assentamento máximo.

Para uma profundidade superior a 22,5m, observa-se por via numerica um aumento do assentamento máximo superior ao observado “in situ”, atingindo, para  $z=27,5\text{m}$ , um assentamento sobre o eixo do túnel superior ao real. Este aumento brusco dos assentamentos deve-se à plastificação do maciço imediatamente acima do coroamento do túnel, como ilustra a Figura V.5.

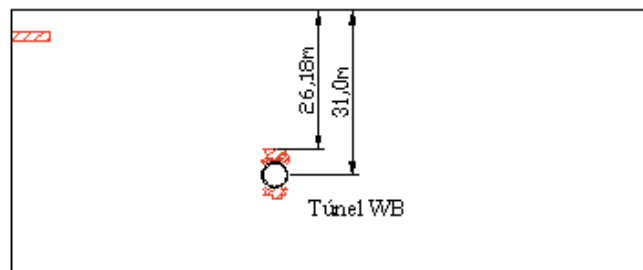
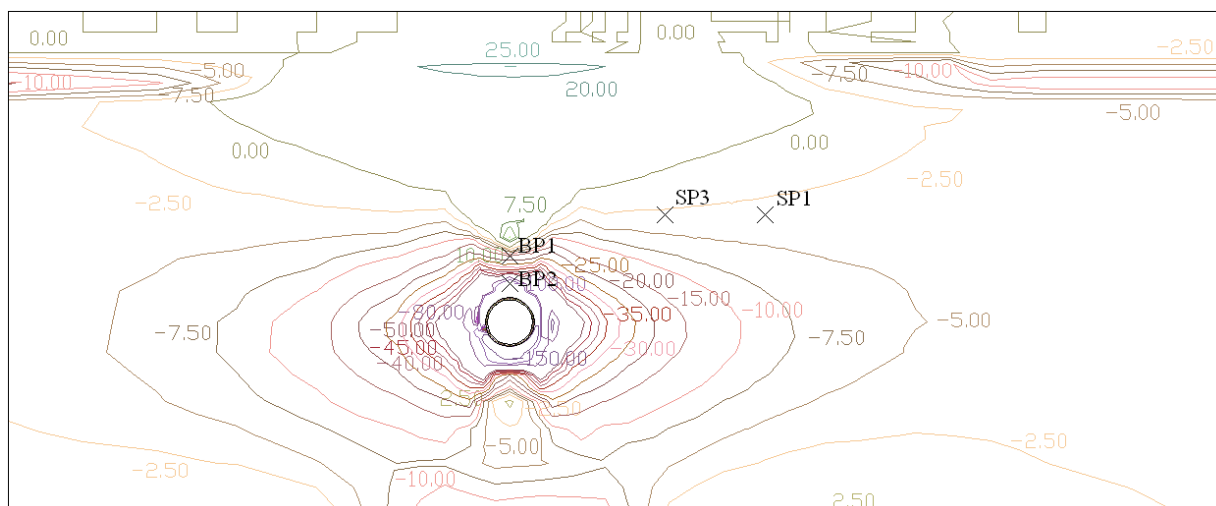


Figura V.5: Zonas em cedência imediatamente após a colocação do suporte.

#### V.4.1.2 GERAÇÃO DE PRESSÕES INTERSTICIAIS

O conhecimento dos acréscimos de pressões intersticiais gerados durante o processo de escavação do túnel é primordial uma vez que a transferência destes acréscimos da fase líquida para a fase sólida durante o processo de consolidação rege o comportamento do solo a longo prazo.

A Figura V.6 ilustra as isolinhas de acréscimos de pressões intersticiais imediatamente após a colocação do suporte ( $t=0$  dia).



**Figura V.6: Variação da pressão intersticial imediatamente após a colocação do suporte.**

Após a construção do túnel verifica-se um acréscimo negativo de pressões intersticiais no maciço, atingindo na zona da soleira do túnel o valor de -253kPa. Este comportamento é provocado pelo decréscimo da tensão média efectiva e pelo aumento das tensões de corte associados ao alívio de tensões ocasionado pela escavação do túnel em consequência da dilatação positiva exibida por estes solos (Almeida e Sousa, 1998). Junto da superfície, na camada de cascalho do Tamisa, observa-se um acréscimo positivo de pressões intersticiais tendo como valor máximo 25,6kPa.

À volta da cavidade do túnel, observa-se uma grande concentração de isolinhas de pressão intersticial. Como consequência e de acordo com os valores apresentados no Quadro V.6, os excessos de pressão fornecidos pelo cálculo numérico, às profundidades de 24,3m e 27,2m (BP1 e BP2, respectivamente), são inferiores às variações registadas pelos piezómetros instalados no maciço.

**Quadro V.6: Excessos de pressão intersticial dois dias após a construção do túnel WB.**

Designação	Coordenadas		$\Delta u$ (kPa)	
	z (m)	y (m)	Instrumentação	Modelação
BP1	24,3	0	-68,0	-16,0
BP2	27,2	0	-169,5	-101,5
SP3	20,3	15,5	12,5	-1,5
SP1	20,3	25,5	5,5	-2,5

Relativamente aos resultados obtidos a 15,5m e 25,5m do eixo vertical do túnel WB, verifica-se que, apesar dos acréscimos numéricos e reais terem sinais contrários, o modelo MIT-E3 fornece, semelhantemente à instrumentação, variações de pressão pouco significativas nesta zona do maciço, podendo concluir-se que os efeitos da construção do túnel não afectam esta zona do maciço.



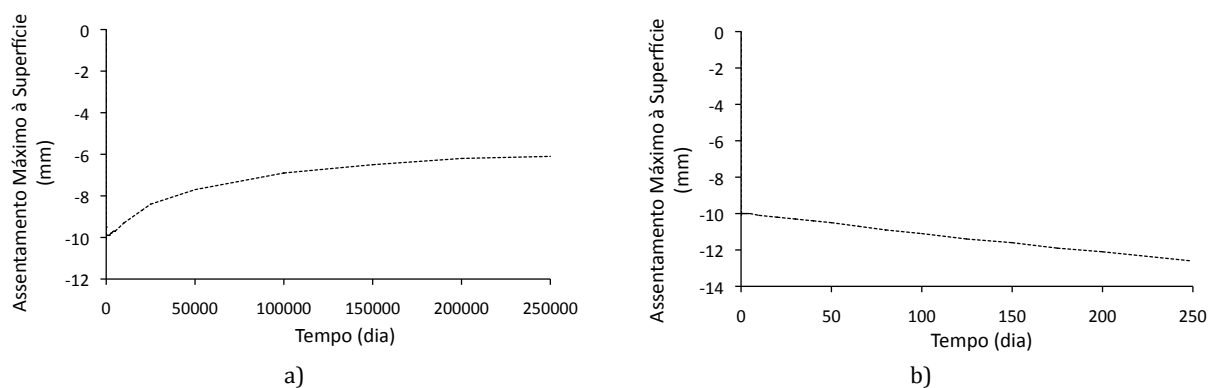
## **V.4.2 ANÁLISE DO COMPORTAMENTO A LONGO PRAZO**

### **V.4.2.1 ESTUDO DA PERMEABILIDADE DO SUPORTE**

O estudo dos efeitos diferidos no tempo devidos à construção do túnel WB obriga ao conhecimento da permeabilidade do suporte dado que esta característica condiciona o comportamento do maciço. É sabido que se a permeabilidade do suporte não for muito inferior à do maciço envolvente, como é frequente no caso de solos argilosos, o túnel actua como dreno. Em tais situações, o estabelecimento dum fluxo de água para dentro da cavidade criada origina uma redução das pressões de água nos poros em redor e acima do túnel e a consequente consolidação (Almeida e Sousa, 1998). Não tendo sido encontradas quaisquer referências a este parâmetro na recolha bibliográfica efectuada, efectua-se uma análise de sensibilidade para a determinação do mesmo.

Realiza-se um primeiro cálculo em que se consideram as fronteiras do túnel como impermeáveis e cujos resultados se ilustram na Figura V.7 a). Os resultados obtidos não se coadunam com as observações registadas pela instrumentação. Contrariamente aos dados de campo, a dissipação dos excessos de pressão intersticial é acompanhada por uma diminuição do assentamento máximo à superfície. Desta forma, pode afirmar-se que, para que seja verificado um acréscimo do assentamento máximo ao longo do túnel, o suporte deve ser considerado como permeável, possibilitando a entrada de água para a cavidade escavada no maciço.

A Figura V.7 a) realça outro aspecto importante. Para se observar a estabilização do assentamento à superfície, são necessários mais de duzentos mil dias. Dado que o tempo de consolidação é inversamente proporcional ao coeficiente de permeabilidade do solo, este resultado é consequência directa duma subvalorização da permeabilidade das argilas de Londres, obrigando, desta forma, a adopção dum valor de coeficiente de permeabilidade superior respeitando, todavia, o intervalo de variação deste parâmetro referido na bibliografia.



**Figura V.7: Influência da permeabilidade do suporte nos assentamentos por consolidação: a) suporte impermeável; b) suporte permeável.**

A segunda fase desta análise paramétrica consiste em estimar os coeficientes de permeabilidade do suporte e das argilas de Londres. A modelação do suporte como permeável pressupõe umas ligeiras modificações nas condições de fronteira hidráulica do modelo numérico. Essas alterações consistem em atribuir aos elementos de solo adjacentes à fronteira da escavação o coeficiente de permeabilidade desejado para o suporte, e em anular no lado interior desses elementos, em contacto com os elementos que simulam a estrutura de suporte em betão, as pressões de água nos poros. Assim, permite-se que haja escoamento no maciço através da abertura (Lopes, 2004).

A Figura V.7 b) ilustra o culminar deste estudo. Após diversos cálculos conclui-se que considerando a permeabilidade das argilas de Londres uma ordem de grandeza superior à referida no Quadro V.3 e adoptando uma relação  $k_{solo}/k_{sup}=10$ , obtêm-se resultados qualitativamente idênticos aos registados em obra. Numericamente, obtêm-se, durante o terceiro período de monitorização, um aumento do assentamento máximo à superfície de 31%, ou seja, ligeiramente inferior ao acréscimo de 36% registado em obra. O Quadro V.7 resume os novos coeficientes de permeabilidade adoptados doravante para as argilas de Londres e para o suporte.

**Quadro V.7: Coeficientes de permeabilidade resultantes do estudo da permeabilidade do suporte.**

Coeficiente de permeabilidade		Valor
Argilas de Londres	$k_h$ (m/s)	$2,8 \times 10^{-10}$
	$k_v$ (m/s)	$1,1 \times 10^{-10}$
Suporte	$k_v=k_h=k$ (m/s)	$1,0 \times 10^{-11}$

Note-se que a adopção duma permeabilidade dez vezes superior ao arbitrado no Capítulo II não invalida a calibração do modelo realizada no Capítulo III dado que os parâmetros do modelo MIT-E3 são maioritariamente estimados para condições não drenadas.

#### V.4.2.2 ASSENTAMENTOS POR CONSOLIDAÇÃO

Uma vez justificada a adopção das permeabilidades para as argilas de Londres e para o suporte, apresenta-se a evolução dos assentamentos obtidos por via numérica. Na Figura V.8 ilustra-se a evolução do assentamento máximo à superfície e a 5,5m de profundidade.

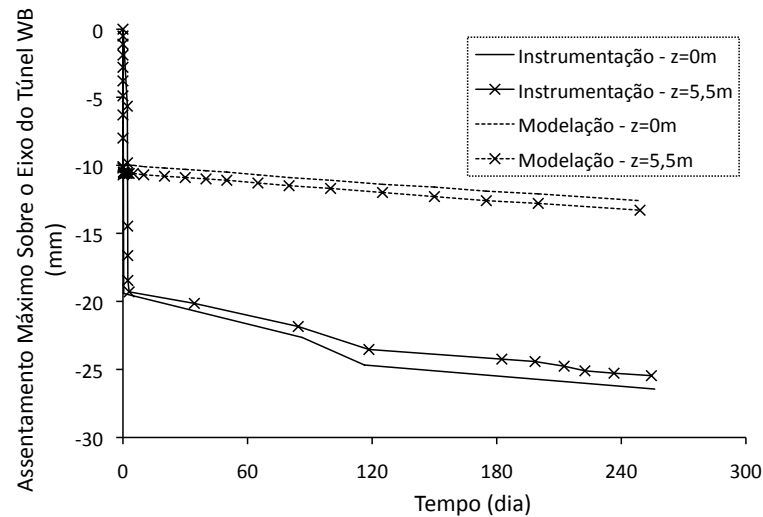


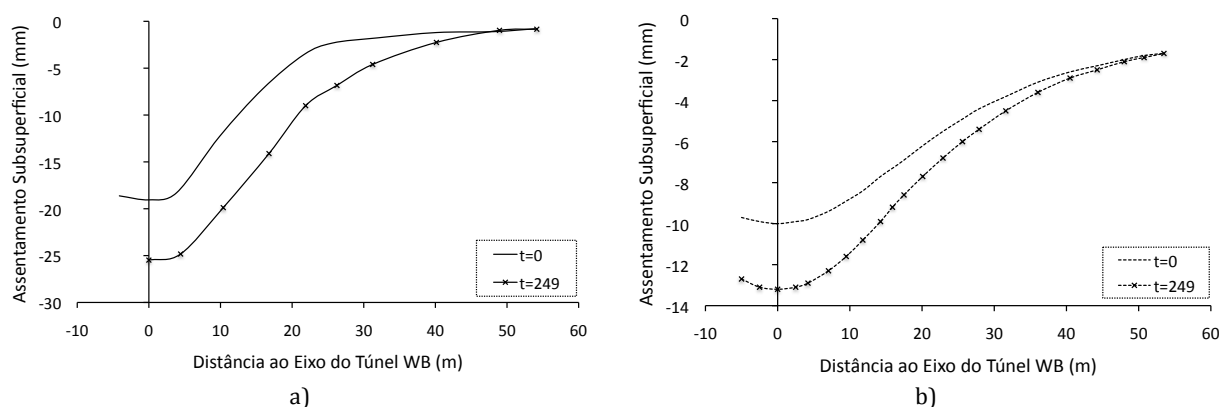
Figura V.8: Evolução temporal do assentamento máximo sobre o eixo do túnel WB.

Ambos os resultados apresentam igual comportamento nas duas profundidades. A dissipação das pressões intersticiais é acompanhada por um adensamento da fase sólida verificando-se que o assentamento cresce na mesma proporção, quer à superfície quer a 5,5m de profundidade. Contrariamente aos resultados obtidos numericamente e apresentados por Nyren (1998) (Figura V.3), os assentamentos à superfície fornecidos por Burland et al. (2001b) (Figura V.8) são superiores aos obtidos à profundidade de 5,5m.

A inclinação no troço final das curvas de assentamentos resultantes das medições no local ilustradas na Figura V.8 indica que, quando se iniciou a construção do túnel EB, o processo de consolidação das argilas provocado pela construção do primeiro túnel ainda não tinha terminado. Os resultados obtidos numericamente indiciam igual comportamento visto que, para o instante de tempo  $t=249$  dias, as tangentes às curvas não são horizontais. No item V.4.2.3, onde se discute a evolução das pressões intersticiais, apresentam-se novos dados que corroboram a conclusão aqui apresentada.

O processo de consolidação afecta não só o assentamento máximo mas também todo o perfil transversal de assentamentos a uma dada profundidade. Assim, conjuntamente

com a evolução no tempo dos assentamentos máximos, interessa verificar como evolui a forma dos perfis e, conseqüentemente, analisar a evolução das distorções associadas à construção do túnel. Devido à falta de dados referentes à superfície, este estudo é efectuado para o perfil de assentamentos a 5m de profundidade. Embora os resultados patentes no Quadro V.5 e a evolução ilustrada na Figura V.8 não sejam referentes ao mesmo ponto, considera-se que, dada a proximidade destes (0,5m), o erro induzido é pouco significativo. A evolução dos perfis transversais de assentamentos à profundidade de 5m encontra-se ilustrada na Figura V.9.

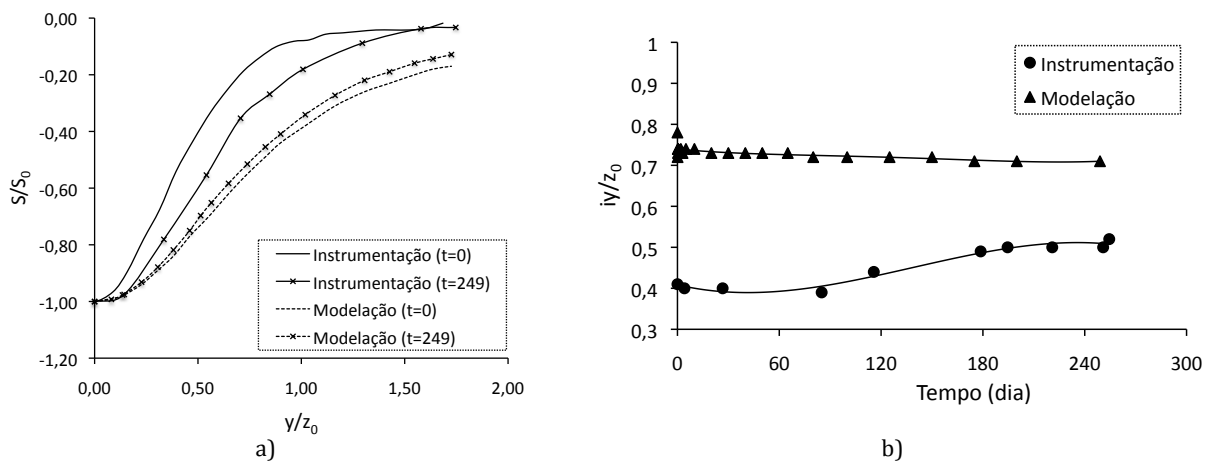


**Figura V.9: Evolução do perfil de assentamentos a 5m de profundidade: a) instrumentação; b) modelação.**

Comparando as ilustrações a) e b) da Figura V.9, verifica-se que as evoluções dos perfis de assentamentos obtidos numericamente são diferentes. Enquanto que numericamente se observa um aumento proporcional do assentamento conduzindo a um claro aumento das distorções, a monitorização da obra registou aumentos de assentamentos idênticos nos vários pontos referenciados para o efeito. Esta evolução em obra traduz-se num alargamento do perfil e, conseqüentemente, numa diminuição das distorções. De modo a complementar estas conclusões, apresenta-se, na Figura V.10, para as duas situações e os dois instantes de tempo analisados, os perfis normalizados assim como a evolução temporal do parâmetro  $i_y$ .

A Figura V.10 a) ilustra metade do perfil transversal que, como se relembra, é considerado como sendo simétrico. No eixo das ordenadas, representa-se o assentamento em qualquer ponto normalizado para o assentamento verificado sobre o eixo do túnel, que no presente caso coincide com o seu valor máximo, e no eixo das abcissas, a distância ao eixo vertical do túnel é normalizada para a profundidade do túnel. A Figura V.10 b)

representa a evolução temporal da distância do ponto de inflexão ao eixo vertical do túnel normalizado para a profundidade do eixo horizontal do túnel.



**Figura V.10: Evolução temporal do perfil de assentamento a 5m de profundidade: a) perfil normalizado; b) variação de  $i_v$ .**

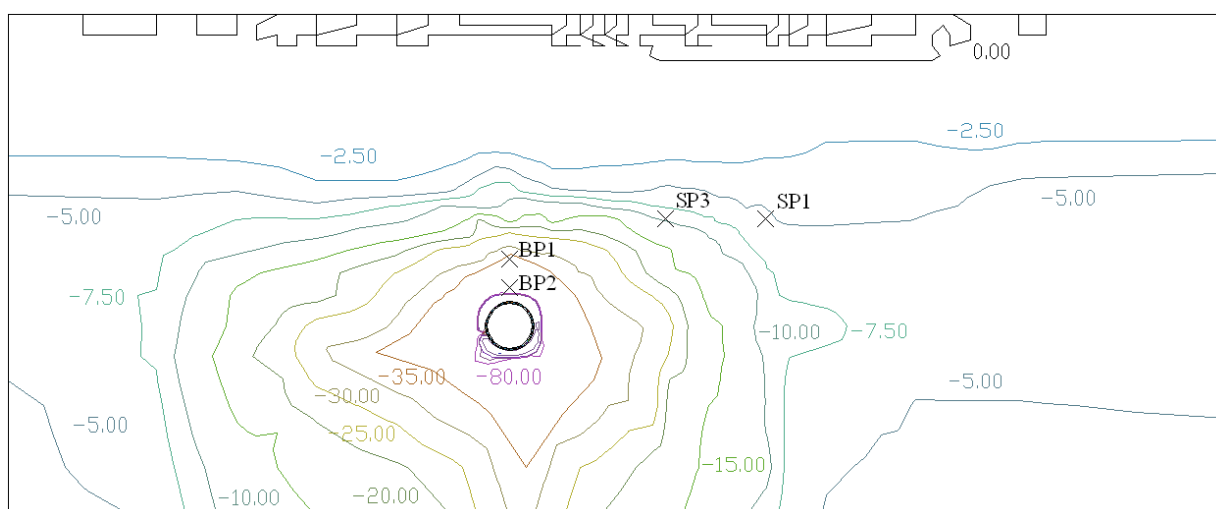
A representação normalizada dos perfis de assentamentos reforça o anteriormente dito. Apesar do aumento dos assentamentos obtidos numericamente, o perfil normalizado apenas varia ligeiramente evidenciando claramente um aumento proporcional do deslocamento vertical. Como consequência, a distância do ponto de inflexão do perfil ao eixo vertical mantém-se praticamente inalterado (Figura V.10 b)), traduzindo-se, como já se referiu, num aumento das distorções e, logicamente, dos danos provocados nas estruturas vizinhas. Já a evolução do perfil normalizado resultante dos dados instrumentais é uniforme provocando o alargamento da bacia como ilustra a Figura V.10 b). Desta forma, constata-se que o processo de consolidação tende a atenuar as distorções provocadas pela construção do túnel.

As diferenças de comportamento observados na evolução dos assentamentos podem advir das discrepâncias já identificadas na geração dos excessos de pressão intersticial. No entanto, dado que as informações acerca das pressões intersticiais são pontuais, não é possível adiantar quaisquer conclusões.

#### **V.4.2.3 DISSIPACÃO DAS PRESSÕES INTERSTICIAIS**

A escavação do túnel WB gerou, como já foi referido, acréscimos negativos de pressão intersticial em redor da cavidade aberta (ver Figura V.6). Da observação da Figura V.11, conclui-se que, após decorrido o tempo que medeia a finalização e o início da construção do primeiro e segundo túnel, respectivamente, persistem excessos negativos de pressão

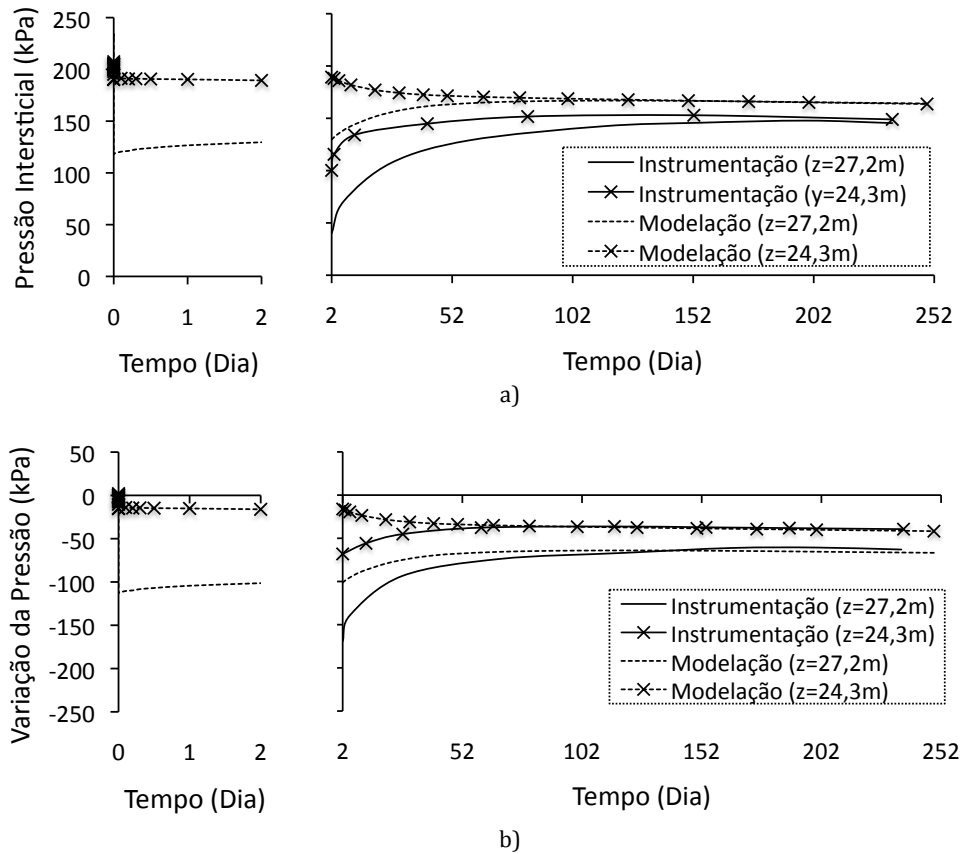
intersticial. À volta do túnel, subsistem ainda grandes diferenciais de pressões alcançando, perto da soleira do túnel,  $-193,5\text{kPa}$ , o que representa, em termos absolutos, uma diminuição de sensivelmente  $60\text{kPa}$ . Constata-se, no entanto, que este período permite a dissipação dos acréscimos de pressão intersticial positivos conduzindo a uma redistribuição dos excessos negativos. Verifica-se também que, comparativamente à Figura V.6, os excessos de pressão negativos situados junto ao topo das argilas de Londres já foram dissipados.



**Figura V.11: Isolinhas dos acréscimos de pressão intersticial para  $t=249$  dias.**

A modelação do suporte como permeável não permite concluir acerca do estado do processo de consolidação através da simples observação da Figura V.11, devido ao fluxo de água direccionado para o interior da cavidade que impede a total anulação dos acréscimos de pressão intersticial.

Da observação Figura V.12 verifica-se que a dissipação das pressões intersticiais obtida numericamente é mais lenta que a registada pelos piezómetros instalados no terreno. Cento e vinte dias após a construção do túnel WB a variação da pressão em ambos os processos é similar e quase nula, particularmente na leitura realizada a  $24,3\text{m}$  de profundidade. No entanto, nos primeiros cento e vinte dias, os piezómetros registaram uma variação de pressão superior à obtida numericamente.



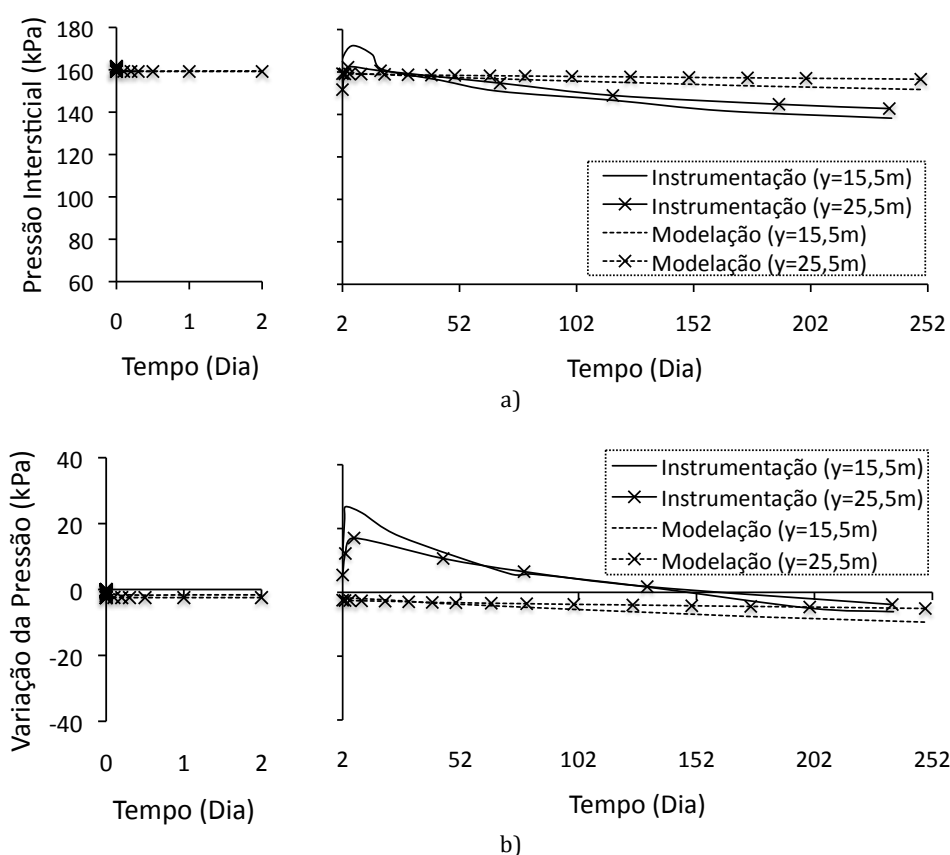
**Figura V.12: Evolução temporal dos resultados obtidos a diversas profundidades: a) pressão intersticial; b) variação da pressão de água.**

À profundidade de 27,2m, os resultados numéricos convergem para os valores registados pela instrumentação (150kPa) apesar de, como se ilustra na Figura V.12 b), as variações de pressão serem diferentes. Até ao instante de tempo de 120 dias, numericamente obtém-se uma dissipação de sensivelmente 50kPa enquanto que, no terreno, foi registado uma dissipação de quase 100kPa.

Para as duas situações, as pressões intersticiais convergem para um valor idêntico independente da profundidade. Em obra, a pressão intersticial tende a estabilizar para 145kPa enquanto que as pressões obtidas por via numérica estabilizam num valor ligeiramente superior, próximo de 165kPa. Como se pode observar na Figura V.12 a), este último valor é inferior à pressão de água antes da escavação do túnel comprovando a não anulação dos excessos de pressão gerados durante a construção.

Analisando a Figura V.13 que ilustra evolução das pressões de água medidas nas células piezométricas associadas a células de carga que se localizam à direita do túnel à profundidade de 20,3m, verifica-se, tanto nos dados da instrumentação bem como nos valores fornecidos pelo cálculo numérico, que as pressões intersticiais também tendem a

estabilizar para valores inferiores aos registados antes da construção do túnel. No entanto, em consequência dos pequenos excessos de pressão gerados durante a escavação do túnel WB, a variação de pressão intersticial durante o terceiro período de monitorização é muito reduzida. Opta-se por apenas considerar os resultados de duas das quatro células instaladas no terreno. Esta escolha prende-se unicamente com a dificuldade de apresentar na mesma ilustração todos os resultados. A Figura V.13 apresenta os resultados para as células SP3 e SP1 (de acordo com a nomenclatura referida em Nyren (1998)), situadas, respectivamente, a 15,5m e 25,5m do eixo vertical do túnel WB.



**Figura V.13: Evolução temporal dos resultados obtidos para a profundidade de 20,3m e à distancia de 15,5m e 25,5m do eixo vertical do túnel WB: a) pressão intersticial; b) variação da pressão de água.**

No Quadro V.8 resumem-se as pressões intersticiais para os instantes de tempo 0<sup>-</sup> (antes da construção), 0, 2 e 249 dias em diversos pontos do maciço.



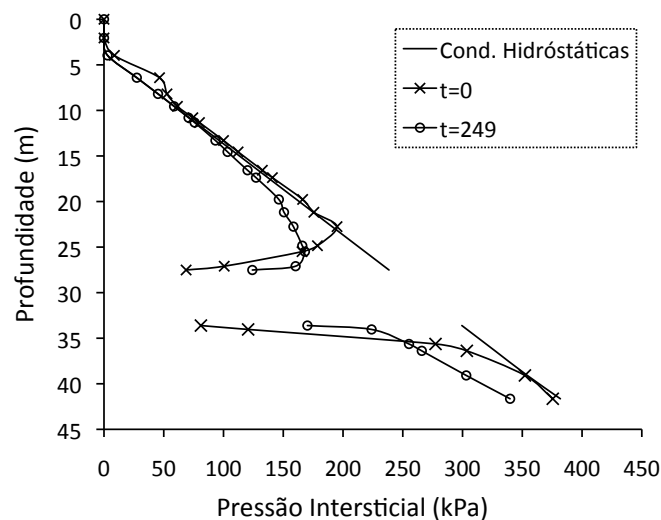
**Quadro V.8: Pressões intersticiais registadas em diversos pontos do maciço.**

Designação	z (m)	y (m)	Instrumentação				Modelação			
			t=0-	t=0	t=2	t=249	t=0-	t=0	t=2	t=249
BP1	24,3	0	-	-	100,0	149,0	205,4	190,6	189,5	163,5
BP2	27,2	0	-	-	40,0	145,5	231,0	118,5	129,5	164,0
SP3	20,3	15,5	-	-	160,5	138,5	161,0	159,5	159,5	152,0
SP1	20,3	25,5	-	-	151,5	142,5	161,5	159,0	159,0	156,5

Considerando os resultados apresentados no Quadro V.8, verifica-se que, apesar das diferenças registadas na geração dos acréscimos de pressão associados à construção do túnel, o modelo MIT-E3 traduz de forma satisfatória a evolução da pressão intersticial. Imediatamente antes da construção do túnel EB, a modelação numérica fornece pressões intersticiais ligeiramente superiores à registadas pela instrumentação.

Como já foi referido, as pressões intersticiais na Figura V.12 e na Figura V.13 estabilizam para valores inferiores aos existentes antes da construção do túnel devido ao funcionamento do túnel como dreno, impossibilitando a reposição do estado de tensão hidrostático no maciço. Esta observação explica o facto de, apesar das pressões tenderem a estabilizar, não se identificarem sinais de abrandamento na evolução dos assentamentos diferidos no tempo.

Não dispondo de dados reais, apresentam-se na Figura V.14, a evolução das pressões de água sobre o eixo vertical do túnel obtida numericamente.

**Figura V.14: Evolução em profundidade das pressões intersticiais.**

Imediatamente após a construção do túnel WB (t=0 dia), verifica-se que, na zona envolvente da cavidade, existe uma redução drástica das pressões de água devida aos excessos de pressões intersticiais criados durante esta fase enquanto que, nos pontos

mais afastados, as pressões mantêm-se sensivelmente iguais às iniciais. Após duzentos e quarenta e nove dias, observa-se uma dissipação dos excessos de pressão intersticial nas zonas imediatamente acima e abaixo do túnel, no entanto, nas zonas mais afastadas da cavidade, as pressões de água diminuem. Estes resultados demonstram que, uma vez terminado o processo de consolidação, as pressões de água estabilizam para valores inferiores aos iniciais originando, abaixo da cavidade, um diagrama de pressões de água paralelo ao hidrostático.

#### **V.4.2.4 TENSÕES TOTAIS HORIZONTAIS**

O processo de construção do túnel introduz alterações no estado de tensão do maciço. A solicitação imposta ao maciço, traduzida num alívio de tensões devido à escavação, tem repercussões ao nível das tensões totais e, como já se explicou, nas pressões intersticiais. Teoricamente, após esta solicitação, as tensões totais mantêm-se inalteradas variando unicamente as tensões efectivas e as pressões intersticiais.

O estudo das tensões totais é realizado a partir das leituras das células de carga (combinadas com piezómetros) que registaram a evolução das tensões totais horizontais durante os vários períodos de construção. Nesta análise, apenas se consideram os resultados referentes às células SP3 e SP1 situadas a 20,3m de profundidade e afastadas de 15,5m e 25,5m do eixo do túnel WB, respectivamente, e cujos resultados se ilustram na Figura V.15. A escolha destas duas células prende-se unicamente com a dificuldade de apresentar os resultados da totalidade das células na mesma figura.

Observando a Figura V.15 a), verifica-se que as tensões horizontais obtidas numericamente aproximam-se satisfatoriamente dos valores medidos pelas células de carga, nomeadamente da célula SP1 situada a 25,5m do eixo do túnel. Para os instantes de tempo  $t=0$  dia e  $t=249$  dias, as tensões horizontais obtidas são, respectivamente, 50kPa e 40kPa inferiores às registadas pela instrumentação. Embora nada seja referido pelo autor, os dados adquiridos pela célula SP3 aparentam estar errados. As tensões registadas antes da construção do túnel não se coadunam com os valores resultantes da determinação do estado de tensão inicial baseada nos parâmetros geotécnicos comumente assumidos para as argilas de Londres. Demais, estando as células localizadas à mesma profundidade, as tensões horizontais deveriam ser semelhantes.

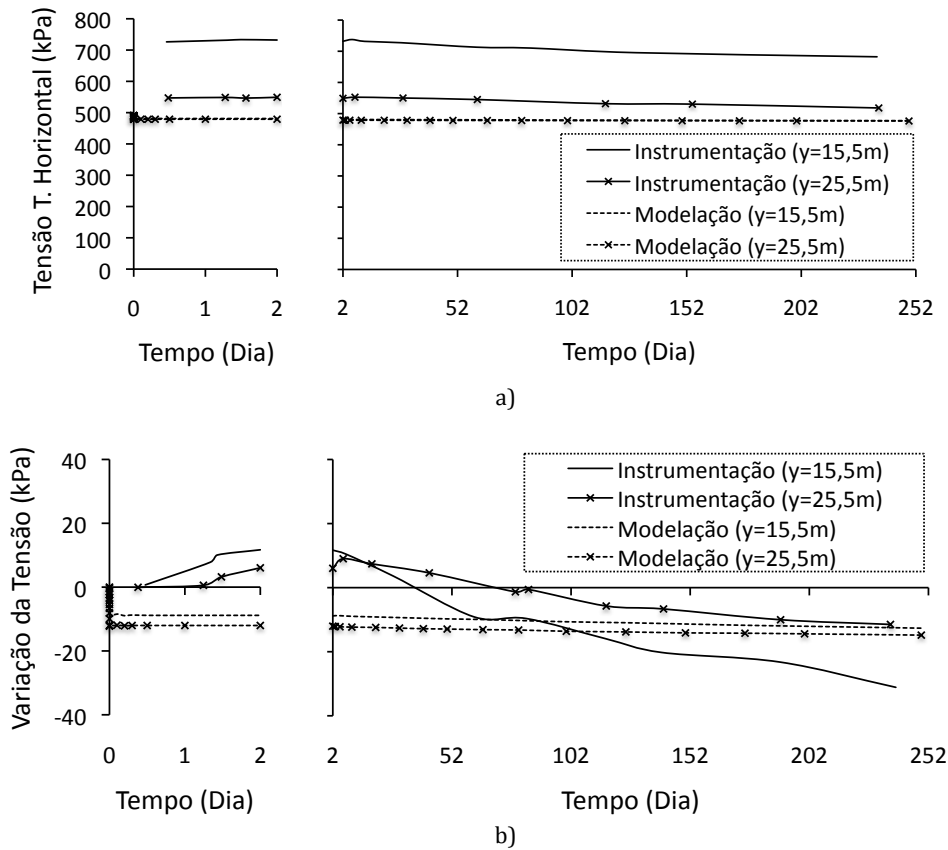


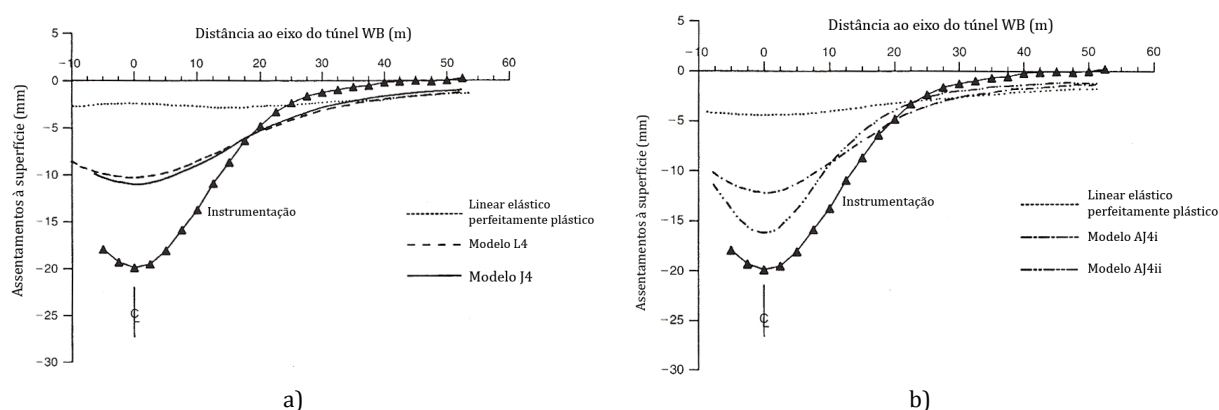
Figura V.15: Evolução temporal dos resultados obtidos para a profundidade de 20,3m e à distancia de 15,5m e 25,5m do eixo vertical do túnel WB: a) tensão total horizontal; b) variação da tensão.

A variação de tensão total horizontal obtida numericamente ajusta-se à variação real. Analisando a Figura V.15 b), verifica-se que, no final do terceiro período de monitorização ( $t=249$  dias), os resultados numéricos apresentam uma variação de tensão ligeiramente inferior a -10kPa, observando-se uma ligeira tendência de crescimento deste valor no tempo. Este facto deve-se a um possível processo de redistribuição de tensões no maciço. A diminuta variação de tensão permite concluir que os efeitos da construção do túnel WB pouco afectam a zona do maciço onde as células de carga foram instalados.

## V.5 CÁLCULO ANISOTRÓPICO

Estudos anteriores demonstraram que a modelação das argilas de Londres utilizando modelos não lineares anisotrópicos melhora significativamente os resultados obtidos. Como exemplo, apresenta-se a Figura V.16 onde se ilustram os resultados alcançados por Addenbrooke et al. (1997). Dado que a formulação dos modelos apresentados na figura

não se enquadra no âmbito deste trabalho, apenas se referem algumas especificidades dos mesmos. O modelo L4 difere do J4 apenas na definição do comportamento tensão-deformação na região não linear. O primeiro define este comportamento através duma função logarítmica enquanto que o segundo utiliza uma função trigonométrica (Addenbrooke et al., 1997). Relativamente ao modelo anisotrópico AJ4, a sua formulação resulta da implementação da anisotropia de elasticidade no modelo J4. Os cálculos AJ4i e AJ4ii, cujos resultados são ilustrados na Figura V.16 b), diferem unicamente no valor atribuído ao parâmetro  $m'$  adiante apresentado.



**Figura V.16: Perfis de assentamentos superficiais (adaptado de Addenbrooke et al., 1997): a) modelos isotrópicos; b) modelos anisotrópicos.**

A utilização de modelos elásticos anisotrópicos pressupõe o conhecimento de cinco constantes elásticas em vez de apenas duas. Essas variáveis são: o módulo de Young vertical ( $E'_v$ ), o módulo de Young horizontal ( $E'_h$ ), o coeficiente de Poisson relativo à influência de incrementos da tensão efectiva vertical sobre a deformação horizontal ( $\nu'_{vh}$ ), o coeficiente de Poisson relativo à influência de incrementos da tensão efectiva horizontal sobre a deformação horizontal na direcção ortogonal à tensão ( $\nu'_{hh}$ ) e o módulo de distorção vertical ( $G_{vh}$ ) (Addenbrooke et al., 1997). Usualmente, os módulos de Young e o módulo de distorção relacionam-se entre eles originando as constantes  $n' = E'_h / E'_v$  e  $m' = G_{vh} / E'_v$ .

Com excepção do coeficiente de Poisson  $\nu'_{hh}$  que assume sempre o valor zero, existem algumas divergências na bibliografia no que concerne aos valores das restantes grandezas, em particular do parâmetro  $m'$  que, como ilustra a Figura V.16 b), influência grandemente a forma do perfil transversal dos assentamentos. Por esta razão, procede-se a uma análise paramétrica para determinar qual o valor de  $m'$  que melhores resultados

fornece enquanto que, para as restantes grandezas, se adoptam os valores apresentados em Venda Oliveira (2000) e resumidos no Quadro V.9.

**Quadro V.9: Parâmetros elásticos para implementação da anisotropia de elasticidade (adaptado de Venda Oliveira, 2000).**

Parâmetro	Valor	Autor
$\nu'_{vh}$	0,19	Atkinson (1973)
$\nu'_{hh}$	0,00	
$n' = E'_h / E'_v$	2,00	

A análise paramétrica para aferição do parâmetro  $m'$  baseia-se nos diversos valores encontrados para esta constante. São realizados três cálculos nos quais se atribui à constante em estudo os valores resumidos no Quadro V.10. O valor assumido por Burland e Karla (1986) aproxima-se dos resultados obtidos por Simpson et al. (1996) a partir de ensaios de campo e laboratoriais ( $m'=0,433$ ) enquanto que, o valor de 0,20 sugerido por Lee e Rowe (1989) resulta dum estudo numérico que visava a previsão dos assentamentos obtidos em campo ou em ensaios de centrifugação. No entanto, este resultado não é suportado por nenhum ensaio realizado “in situ” ou em laboratório.

**Quadro V.10: Valores referenciados para o quociente entre o módulo de distorção e o módulo de Young vertical.**

Parâmetro	Valor	Autor
$m' = \frac{G_{vh}}{E'_v}$	0,77	Hooper (1975)
	0,44	Burland e Karla (1986)
	0,20-0,25	Lee e Rowe (1989)

Os resultados obtidos imediatamente após a colocação do suporte ( $t=0$  dia) nos vários cálculos efectuados estão ilustrados na Figura V.17. No Quadro V.11 resumem-se as características geométricas dos perfis de assentamentos ilustrados bem como os coeficientes de alívio de tensões utilizados nos vários cálculos.

Da análise da Figura V.17, conclui-se que, a implementação da anisotropia de elasticidade no modelo MIT-E3 só introduz melhorias significativas nos resultados se se considerar valores de  $m'$  inferiores aos obtidos experimentalmente. De facto, com os dois valores verificados experimentalmente,  $m'=0,77$  e  $m'=0,44$ , obtêm-se resultados de pior ou igual qualidade, respectivamente, do que os alcançados com o cálculo base.

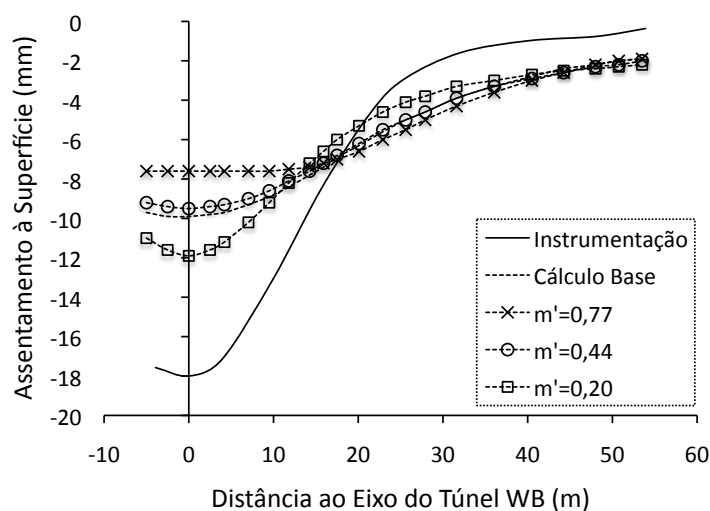


Figura V.17: Perfis de assentamentos obtidos na análise paramétrica efectuada para aferição do parâmetro  $m'$ .

Considerando-se 0,20 para o quociente entre os módulos de distorção e de Young vertical, obtêm-se melhores resultados. O perfil de assentamentos é mais estreito e mais profundo, traduzindo-se num maior assentamento máximo e em maiores distorções. Todavia, em termos quantitativos, os resultados continuam aquém dos dados adquiridos pela instrumentação.

Quadro V.11: Coeficiente de alívio de tensões e características geométricas das bacias

Resultados		$\alpha$	$Vp$ (%)	$S_{max}$ (mm)	$i$ (m)
	Instrumentação	-	3,20	18,0	13,0
	Cálculo Base	0,66	3,17	9,6	25,2
	$m'=0,77$	0,71	3,28*	7,6	-
	$m'=0,44$	0,66	3,25*	9,5	-
	$m'=0,20$	0,55	3,39*	11,9	-

\* Valor determinado com recurso à ferramenta AREA do programa de desenho assistido por computador AutoCAD.

A caracterização da forma dos perfis de assentamentos é efectuada com o auxílio do programa AutoCAD um vez que os pontos que formam as várias bacias não conseguem ser aproximadas por curvas gaussianas. O volume de perdas é determinado com a ferramenta AREA do programa de desenho assistido por computador.

No presente cálculo opta-se por utilizar o valor proposto por Lee e Rowe (1989), ou seja  $m'=0,20$ , apesar deste valor não ser realista uma vez que os diversos ensaios realizados nas argilas de Londres apontem para valores sensivelmente duas vezes superiores. A adopção deste valor, implica a utilização dum coeficiente de alívio de 0,55 (ver Quadro V.11), que se aproxima muito do valor utilizado no cálculo AJ4ii ( $\alpha=0,575$ ) realizado por Addenbrooke et al. (1997)

Nas secções subsequentes, apresentam-se alguns resultados referentes aos assentamentos a curto e a longo prazo. Embora se verifiquem ligeiras alterações na geração de pressões intersticiais, em particular na geração de excessos positivos, as diferenças não justificam a sua discussão pormenorizada contrariamente ao que foi efectuado para o cálculo base.

### V.5.1 ASSENTAMENTOS IMEDIATOS

O cálculo anisotrópico é efectuado considerando-se um coeficiente de alívio de tensões de 0,55, o que origina um volume de perdas à superfície de 3,39 (ver Quadro V.11). A Figura V.18 compara as bacias de subsidência real e obtida por via numérica no cálculo anisotrópico para o instante  $t=0$  dia. A melhoria introduzida pela implementação da anisotropia de elasticidade no modelo MIT-E3 não é suficiente para se conseguir reproduzir numericamente os assentamentos observados à superfície em St. James's Park. Tanto o assentamento máximo como as distorções obtidas são inferiores aos registados pela instrumentação.

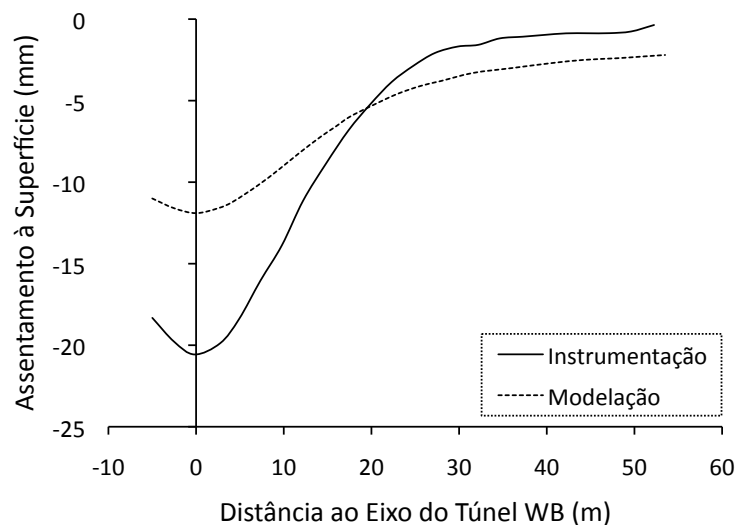
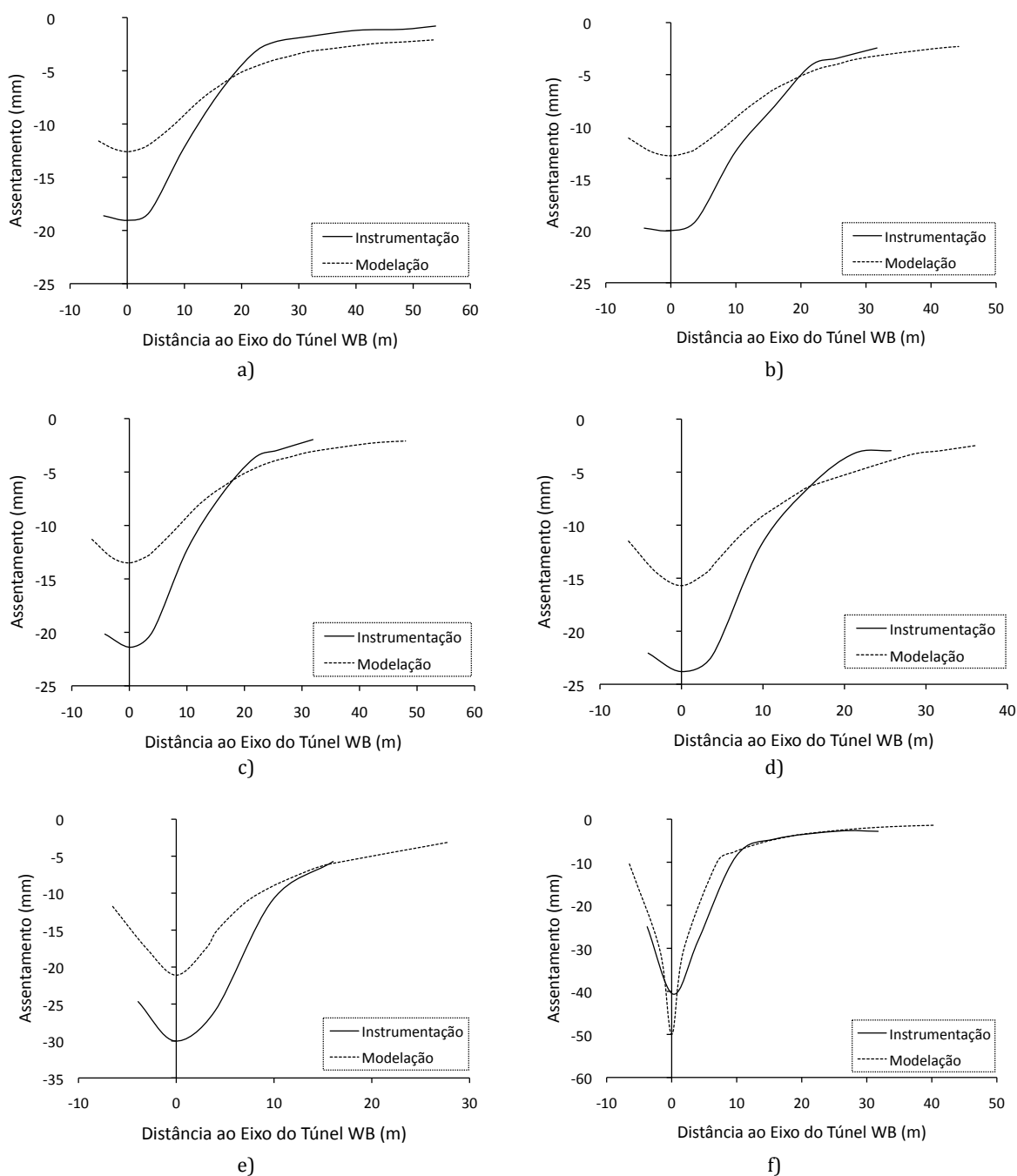


Figura V.18: Bacia de subsidência resultante do cálculo anisotrópico.

Na Figura V.19 comparam-se os resultados alcançados no cálculo anisotrópico a diversas profundidades com os dados fornecidos pela instrumentação. As características geométricas dos vários perfis de assentamentos ilustrados na figura estão resumidos no Quadro V.12.



**Figura V.19: Perfis de assentamentos resultantes do cálculo anisotrópico a diversas profundidades: a)  $z=5\text{m}$ ; b)  $z=9,3\text{m}$ ; c)  $z=12,8\text{m}$ ; d)  $z=17,5\text{m}$ ; e)  $z=22,5\text{m}$ ; f)  $z=27,5\text{m}$ .**

Analisando os perfis e atendendo ao valores patentes no Quadro V.12, verifica-se, semelhantemente ao observado no cálculo base, um aumento do assentamento máximo de sensivelmente 30% até à profundidade de 17,5m. A Figura V.20 é ilustrativa duma evolução idêntica em profundidade dos assentamentos máximos até à profundidade supracitada. Dado que os perfis de assentamentos obtidos no cálculo anisotrópico não conseguem ser aproximados por curvas gaussianas, não se apresentam valores da distância do ponto de inflexão ao eixo vertical do túnel para os resultados da modelação.

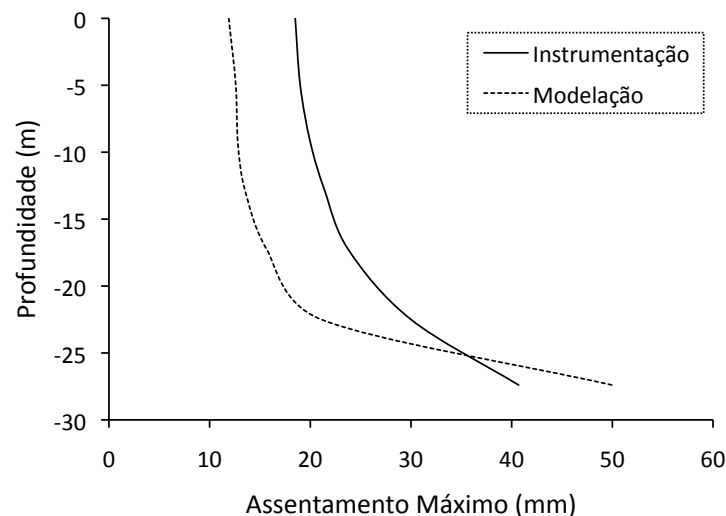


**Quadro V.12: Características geométricas dos perfis de assentamentos a varias profundidades.**

z (m)	Instrumentação			Modelação		
	$V_p$ (%)	$S_{max}$ (mm)	$i_y$ (m)	$V_p$ (%)	$S_{max}$ (mm)	$i_y$ (m)
5,0	3,2	19,0	12,5	3,38*	12,6	-
9,3	3,2	19,5	12,5	3,36*	12,8	-
12,8	3,2	21,0	12,3	3,34*	13,5	-
17,5	3,2	24,0	10,9	3,34*	15,7	-
22,5	3,3	29,0	8,0	3,43*	21,1	-
27,2	3,5	40,0	7,2	3,48*	50,0	-

\* Valor determinado com recurso à ferramenta AREA do programa de desenho assistido por computador AutoCAD.

Observando os resultados para as duas últimas profundidades apresentadas no Quadro V.12, verifica-se um grande aumento do assentamento máximo com o aproximar do túnel. Como ilustra a Figura V.20, este aumento é muito mais significativo nos resultados numéricos. Este aumento deve-se, semelhantemente ao verificado para o cálculo base, à formação de pontos plásticos no maciço junto ao coroamento do túnel (ver Figura V.5) que provoca um grande aumento não só do assentamento máximo, mas também das distorções (ver Figura V.19 f)) superando os resultados medidos “in situ” pela instrumentação.

**Figura V.20: Evolução do assentamento máximo em profundidade.**

### V.5.2 ASSENTAMENTOS POR CONSOLIDAÇÃO

Na Figura V.21, ilustram-se as evoluções do assentamento máximo à superfície e a 5,5m de profundidade. Além dos resultados do cálculo anisotrópico e dos dados da instrumentação, incluem-se também os resultados obtidos no cálculo base, o que permite a comparação directa entre os dois cálculos.

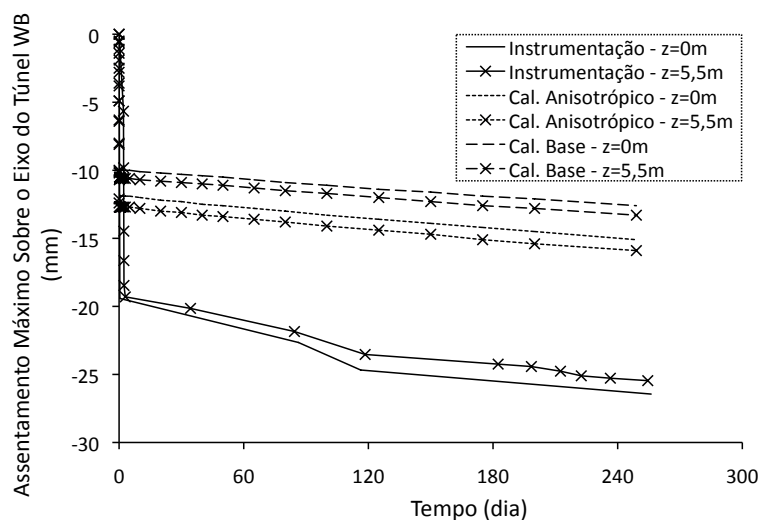


Figura V.21: Evolução temporal do assentamento máximo.

Confrontando a evolução dos assentamentos máximos à superfície e em profundidade para os dois cálculos numéricos ilustrados na Figura V.21, conclui-se que a implementação da anisotropia não influencia os assentamentos por consolidação uma vez que as séries da figura são paralelas. Aliás, o aumento do assentamento máximo do cálculo anisotrópico (31%) é igual ao apresentado em V.4.2.2, permitindo assim extrapolar todas as conclusões relatadas para o cálculo base no referido item para o cálculo anisotrópico.

Analisando a evolução do perfil de assentamentos normalizado, que se ilustra na Figura V.22, verifica-se que, apesar da grande discrepância quantitativa entre os resultados numéricos e os dados adquiridos pela instrumentação, o processo de consolidação induz um leve alargamento do perfil de assentamentos reduzindo as distorções a longo prazo.

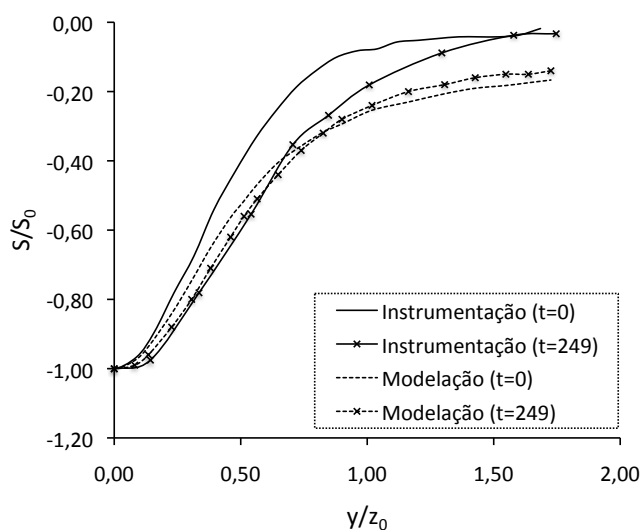


Figura V.22: Evolução temporal do perfil de assentamentos normalizado para  $z=5\text{m}$ .

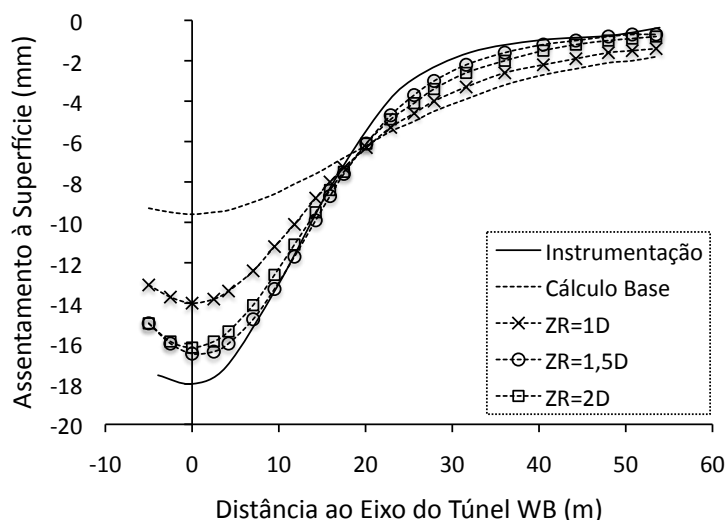
A diferença de resultados entre os cálculos base e anisotrópico subentende uma dissipação de pressões intersticiais diferente. No entanto, atendendo à diminuta variação do perfil normalizado e face à evolução dos assentamentos máximos à superfície e a 5,5m de profundidade, pode supor-se que tanto a geração de pressões intersticiais durante a construção do túnel bem como a sua dissipação durante o processo de consolidação não diferem dos resultados obtidos no cálculo base.

Em suma, pode concluir-se que, contrariamente ao verificado, por exemplo, no modelo AJ4 (ver Figura V.16), a implementação da anisotropia de elasticidade no modelo MIT-E3 não melhora significativamente os resultados alcançados, mesmo adoptando parâmetros não validados experimentalmente ( $m'=0,2$ ).

## **V.6 CÁLCULO COM REDUÇÃO DE $K_0$ NA ENVOLVENTE DO TÚNEL (ZR)**

Estudos anteriores concluíram que a previsão dos assentamentos à superfície em maciços sobreconsolidados, quer nas análises 2D quer nas análises 3D, depende grandemente do valor atribuído ao coeficiente de impulso em repouso. Vários autores demonstraram que, assumindo o valor de 0,5 para o coeficiente de impulso em repouso em todo o maciço ou pontualmente à volta do túnel, se obtêm bacias de subsidência mais profundas e mais estreitas (Grammatikopoulou, 2004). Atendendo a estes resultados, propõe-se, neste último cálculo, analisar os resultados resultantes da consideração dum coeficiente de impulso reduzido ( $K_0=0,5$ ) numa zona circundante ao túnel como sugerido por Addenbrooke (1996).

Considera-se inicialmente três possíveis zonas do maciço (doravante designadas por ZR) onde é adoptado o coeficiente de impulso reduzido: um diâmetro (1D), um diâmetro e meio (1,5D) e dois diâmetros (2D) à volta do túnel WB. Os assentamentos superficiais obtidos imediatamente após a colocação do suporte para cada uma das três zonas estão ilustrados na Figura V.23 onde se apresentam também os perfis de assentamentos resultantes das instrumentação e do cálculo base. Os coeficientes de alívio e volumes de perdas para os três cálculos efectuados resumem-se no Quadro V.13



**Figura V.23: Comparação dos perfis de assentamentos obtidos à superfície para as diferentes ZR.**

Como se observa na Figura V.23, qualquer que seja a zona reduzida considerada, a adopção dum coeficiente de impulso de 0,5 na zona circundante do túnel introduz significativas melhoras nos resultados obtidos. Os perfis de assentamentos são efectivamente mais profundos e mais estreitos do que o obtido com o cálculo base, resultando assim em maiores assentamentos sobre o túnel e maiores distorções.

Verifica-se também que os efeitos devidos ao segundo aumento de meio diâmetro na zona de redução (1,5D-2D) não são tão significativos como os verificados no primeiro intervalo. Idêntica conclusão pode ser retirada ao analisar a variação dos coeficientes de alívio de tensão adoptados nos três cálculos expostos no Quadro V.13. Ao aumentar a zona de redução, o coeficiente de alívio aplicado para se obter um volume de perdas igual ao real diminui, sendo que esta variação é menor de ZR=1,5D para ZR=2D.

**Quadro V.13: Coeficiente de alívio de tensões e volume de perdas para as diferentes ZR.**

	$\alpha$	$V_p$ (%)
Instrumentação	-	3,30
Cálculo Base	0,66	3,17
ZR=1D	0,37	3,19
ZR=1,5D	0,322	3,25
ZR=2D	0,30	3,23

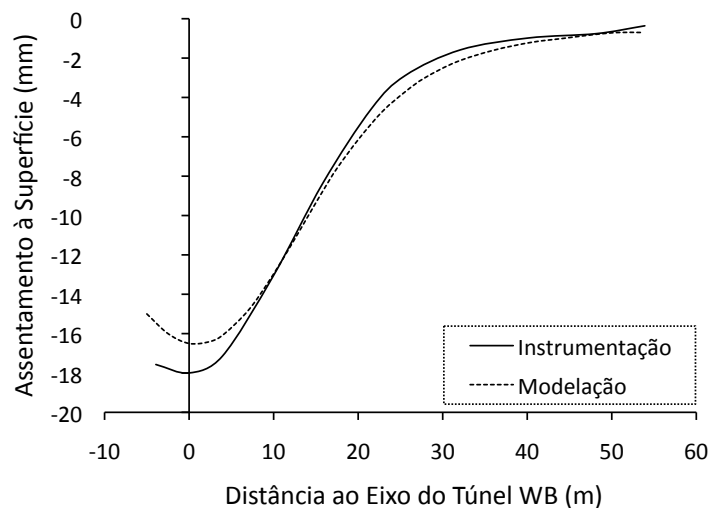
O volume de perdas resultante do cálculo ZR é mais sensível a pequenas variações do coeficiente  $\alpha$ . O coeficiente de alívio de tensões empregue no cálculo ZR=1,5 ( $\alpha=0,322$ ) é um exemplo dessa sensibilidade. Caso se utilizasse 0,321, o volume de perdas seria ligeiramente superior a 3,1%.

Os resultados anteriores apontam para uma zona de redução “óptima” dum diâmetro e meio. Assim, o cálculo ZR baseia-se na adopção de  $ZR=1,5D$  para o qual, como já se referiu, o coeficiente de alívio das tensões é de 0,322. A discussão dos resultados alcançados apresentada nos itens seguintes inclui, contrariamente ao efectuado para o cálculo anisotrópico, a análise das pressões intersticiais uma vez que se alteram as características geotécnicas das argilas de Londres.

## V.6.1 ANÁLISE DO COMPORTAMENTO A CURTO PRAZO

### V.6.1.1 ASSENTAMENTOS IMEDIATOS

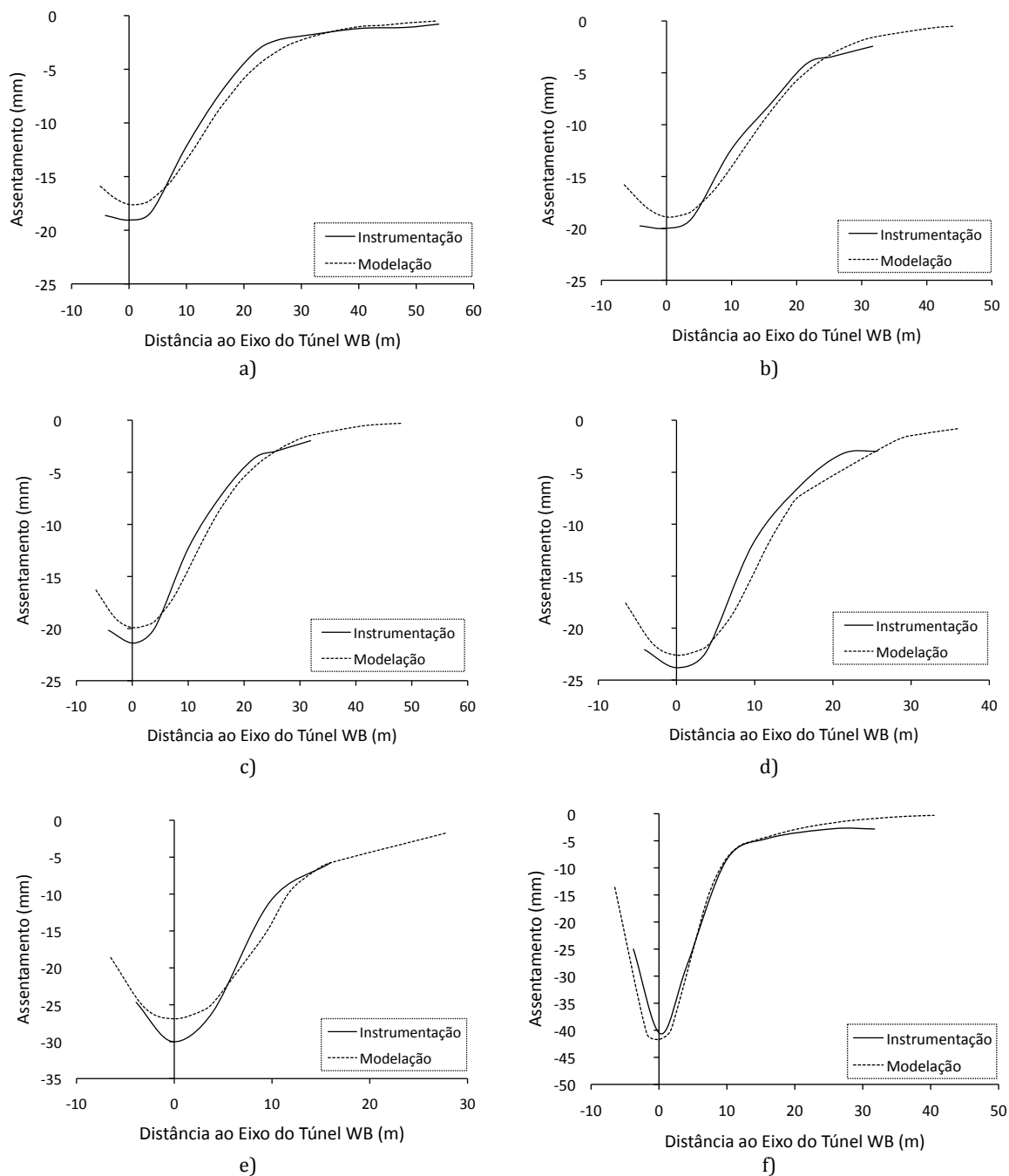
A Figura V.24 ilustra os assentamentos à superfície para  $t=0$  dia previstos pelo calculo ZR.



**Figura V.24: Perfil transversal de assentamentos à superfície.**

Os resultados numéricos relativos à superfície aproximam-se satisfatoriamente dos dados instrumentais. O assentamento máximo obtido sobre o eixo do túnel é 16,5mm, isto é, 1,5mm inferior ao medido “in situ”. Relativamente às distorções, dado que os perfis de assentamentos são sensivelmente coincidentes, pode concluir-se que as suas magnitudes são idênticas.

Os perfis transversais de assentamentos obtidos a diversas profundidades estão ilustrados na Figura V.25. Qualquer que seja a profundidade analisada, o cálculo ZR simula adequadamente as deformações que o maciço sofre a curto prazo na consequência da construção do túnel WB.



**Figura V.25: Perfis de assentamentos resultantes do cálculo ZR a diversas profundidades: a)  $z=5\text{m}$ ; b)  $z=9,3\text{m}$ ; c)  $z=12,8\text{m}$ ; d)  $z=17,5\text{m}$ ; e)  $z=22,5\text{m}$ ; f)  $z=27,5\text{m}$ .**

As características geométricas dos perfis transversais apresentados na Figura V.24 e na Figura V.25 estão resumidos no Quadro V.14. Quantitativamente, os resultados numéricos são muito semelhantes aos reais, no entanto verifica-se que os cálculos numéricos tendem a subestimar o assentamento máximo e sobrestimar a distancia do ponto de inflexão ao eixo vertical do túnel.

Em consonância com o observado para o cálculo base, o assentamento máximo e a distância ao ponto de inflexão variam inversamente. A diminuição de  $i_y$  é compensada

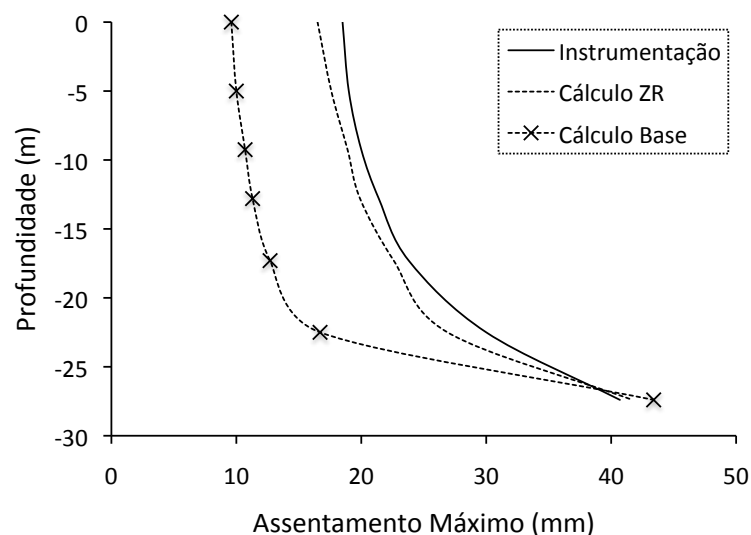
pelo aumento do assentamento máximo em profundidade fazendo com que o volume de perdas sofra apenas ligeiras flutuações.

**Quadro V.14: Características geométricas dos perfis transversais de assentamentos.**

z (m)	Instrumentação			Modelação		
	Vp (%)	S <sub>max</sub> (mm)	i <sub>y</sub> (m)	Vp (%)	S <sub>max</sub> (mm)	i <sub>y</sub> (m)
0	3,2	18,0	13,0	3,25	16,5	14,7
5,0	3,2	19,0	12,5	3,28	17,6	13,8
9,3	3,2	19,5	12,5	3,34	18,9	13,2
12,8	3,2	21,0	12,3	3,36	19,9	12,5
17,5	3,2	24,0	10,9	3,24	22,9	10,5
22,5	3,3	29,0	8,0	3,20	26,9	8,8
27,2	3,5	40,0	7,2	3,36*	41,7	-

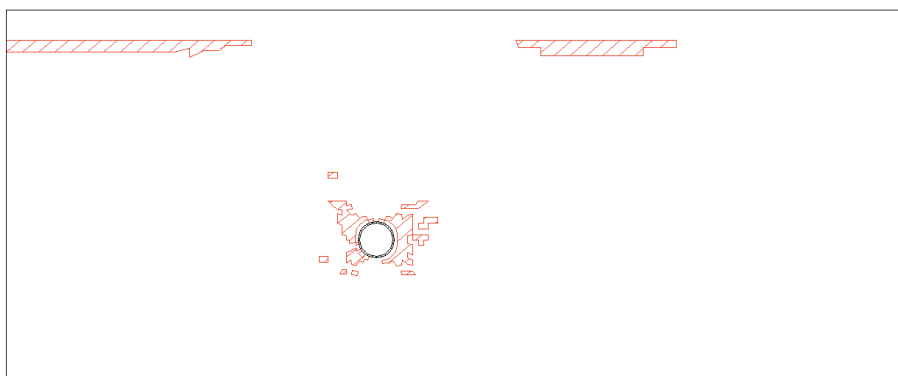
\* Valor determinado com recurso à ferramenta AREA do programa de desenho assistido por computador AutoCAD.

Comparando os assentamentos máximos obtidos às diversas profundidades, verifica-se que, apesar do cálculo ZR fornecer, como já foi referido, valores ligeiramente inferiores, as evoluções deste parâmetro são, como ilustra a Figura V.26, idênticas.



**Figura V.26: Evolução em profundidade do assentamento máximo.**

Contrariamente ao brusco aumento do assentamento entre 22,5m e os 27,2m de profundidade que se observa nos cálculos base e anisotrópico provocado pela plastificação do maciço na zona imediatamente acima do túnel, o cálculo ZR evidencia um aumento gradual do assentamento até atingir o seu valor máximo a 27,2m de profundidade. Esta diferença no comportamento revela que a distribuição dos pontos plásticos no maciço é diferente no último cálculo, o que alias é comprovado pela Figura V.27.



**Figura V.27: Zonas em cedência imediatamente após a colocação do suporte.**

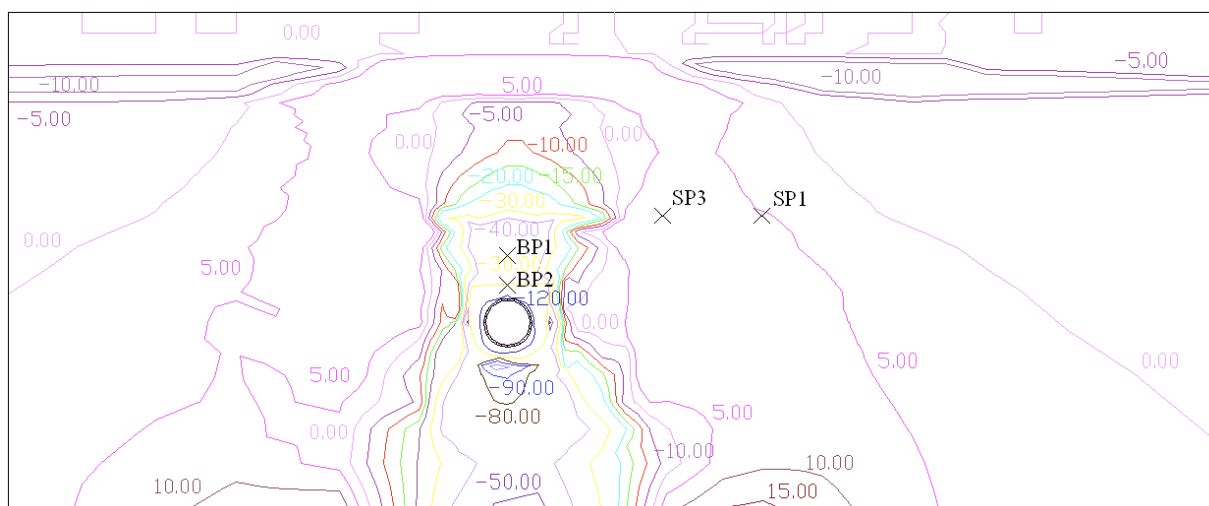
A plastificação do maciço é típica dos solos cujos coeficientes de impulso em repouso são inferiores à unidade, iniciando-se nos hasteais do túnel por ser aí que ocorre maior concentração de tensões originada pela redistribuição de tensões devido à construção do túnel (Almeida e Sousa, 1998). Para o instante de tempo  $t=0$  dia, a plastificação do maciço no coroamento e na soleira do túnel é muito diminuta ou inexistente, respectivamente. Na falta de dados práticos que permitam concluir acerca da plastificação real do maciço e dada a similitude entre as evoluções do assentamento máximo em profundidade obtidas no cálculo ZR e por via instrumental (ver Figura V.26), pode supor-se que, apesar dos elevados grau de consolidação e do coeficiente de impulso em repouso das argilas de Londres, o maciço argiloso em redor do túnel tende a responder às solicitações impostas pela escavação como se ele se encontrasse normalmente consolidado.

#### **V.6.1.2 GERAÇÃO DE PRESSÕES INTERSTICIAIS**

A Figura V.28 ilustra a distribuição dos acréscimos de pressão intersticial gerados durante a construção do túnel WB. Os resultados são deveras diferentes dos obtidos no cálculo base. Considerando um coeficiente de impulso reduzido, a distribuição dos acréscimos negativos das pressões intersticiais concentra-se, acima do coroamento e abaixo da soleira do túnel, contrariamente à distribuição elíptica à volta da cavidade obtida nos dois primeiros cálculos. À direita e à esquerda do túnel, os acréscimos negativos de pressão são quase nulos enquanto que, nos restantes casos, a construção do túnel gera acréscimos negativos muito significativos nessas zonas do maciço.

Relativamente aos acréscimos positivos, estes concentram-se nas laterais do túnel, incidindo especialmente junto da fronteira inferior do modelo.





**Figura V.28: Isolinhas dos acréscimos de pressões intersticiais para t=0 dia.**

No Quadro V.15 confrontam-se as variações de pressão intersticial obtidas por via numérica com as leituras efectuadas pela instrumentação dois dias após a construção do túnel. Fora da zona de  $K_0$  reduzido, os resultados alcançados aproximam-se satisfatoriamente das leituras dos piezómetros e células de carga. Para os dois pontos mais afastados do túnel (SP3 e SP1), o cálculo ZR fornece variações de pressão intersticial idênticas às registadas no local e, sobre o eixo do túnel (24,3m de profundidade), os resultados obtidos são ligeiramente inferiores ao reais. Na ZR acima do coroamento, observa-se uma diminuição destas variações até junto do túnel, região a partir da qual aumentam drasticamente. Assim, obtém-se um acréscimo de pressão intersticial muito inferior ao registado pelo piezómetro à profundidade de 27,2m.

**Quadro V.15: Excessos de pressão intersticial dois dias após a construção do túnel WB.**

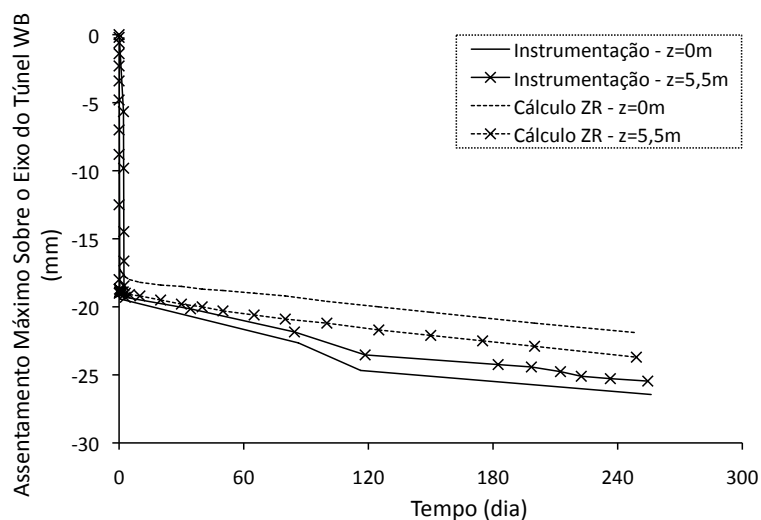
Designação	Coordenadas		$\Delta u$ (kPa)	
	z (m)	y (m)	Instrumentação	Modelação
BP1	24,3	0	-68,0	-53,4
BP2	27,2	0	-169,5	-25,9
SP3	20,3	15,5	12,5	14,6
SP1	20,3	25,5	5,5	5,5

## V.6.2 ANÁLISE DO COMPORTAMENTO A LONGO PRAZO

### V.6.2.1 ASSENTAMENTOS POR CONSOLIDAÇÃO

A Figura V.29 ilustra a evolução dos assentamentos máximos desde a colocação do suporte (t=0 dia) até ao início da construção do segundo túnel (t=249 dias). Do cálculo ZR obtém-se um crescimento dos assentamentos idêntico ao verificado no terreno, isto é, 32%. A evolução do assentamento máximo a 5,5m de profundidade aproxima-se

razoavelmente da evolução real até oitenta dias após a construção. Relativamente ao assentamento máximo à superfície, o ajuste não é tão satisfatório. No entanto, atribui-se esta diferença às discrepâncias de resultados encontrados na bibliografia enunciados em V.4.2.2. A evolução do assentamento máximo à superfície da Figura V.29, ilustra as diferentes velocidades observadas durante o processo de consolidação. Sabe-se que, inicialmente, o processo é mais rápido e, ao longo do processo, a velocidade de dissipação dos acréscimos de pressões intersticiais diminui gradualmente. Os resultados obtidos por via numérica ilustram correctamente esse comportamento uma vez que se verifica uma redução gradual da velocidade de deformação do maciço ao longo do tempo, sendo esta variação mais visível nos primeiros instantes de tempo da curva referente aos resultados obtidos à superfície. A inclinação das várias séries representadas na figura evidencia que, como já se referiu anteriormente, o período de tempo que medeia a construção dos dois túneis não é suficientemente dilatado para possibilitar o total desenvolvimento do processo de consolidação.



**Figura V.29: Evolução dos assentamentos máximos à superfície e a 5,5m de profundidade.**

No que concerne a evolução do perfil transversal de assentamentos, observa-se que, apesar dos resultados alcançados com o cálculo ZR a curto prazo serem semelhantes aos reais, a evolução dos perfis transversais de assentamentos diferem substancialmente. Na Figura V.30 ilustram-se os perfis de assentamentos reais e obtidos numericamente a 5,0m de profundidade para os instantes de tempo  $t=0$  dia e  $t=249$  dias.

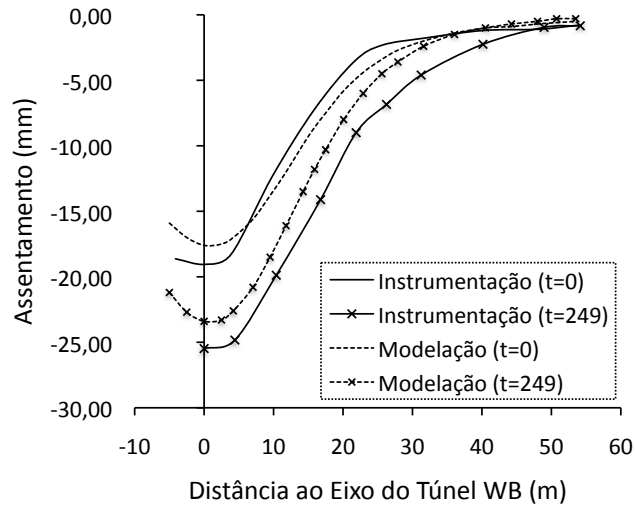


Figura V.30: Evolução dos perfis transversais de assentamentos a 5,0m de profundidade.

Entre os dois instantes de tempo analisados, o perfil transversal de assentamentos referentes ao cálculo ZR aumenta proporcionalmente. Assim, apesar do perfil ficar mais profundo, a distancia do ponto de inflexão mantém-se sensivelmente à mesma distância do eixo vertical do túnel (13,95m) traduzindo-se, naturalmente, num aumento das distorções. A Figura V.31, onde se representa a evolução temporal do perfil de assentamentos normalizado e do parâmetro  $i_y$ , ilustra claramente este comportamento. Embora os assentamentos aumentem, os perfis normalizados para  $t=0$  dia e  $t=249$  dias (Figura V.31 a)) sobrepõem-se, o que explica a diminuta variação da distancia do ponto de inflexão ilustrada na Figura V.31 b).

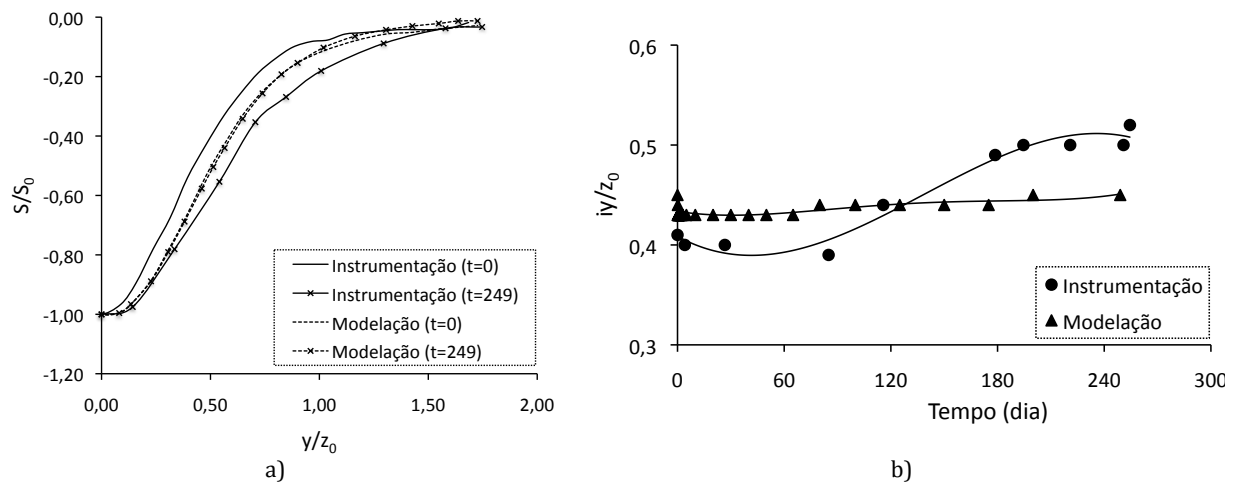


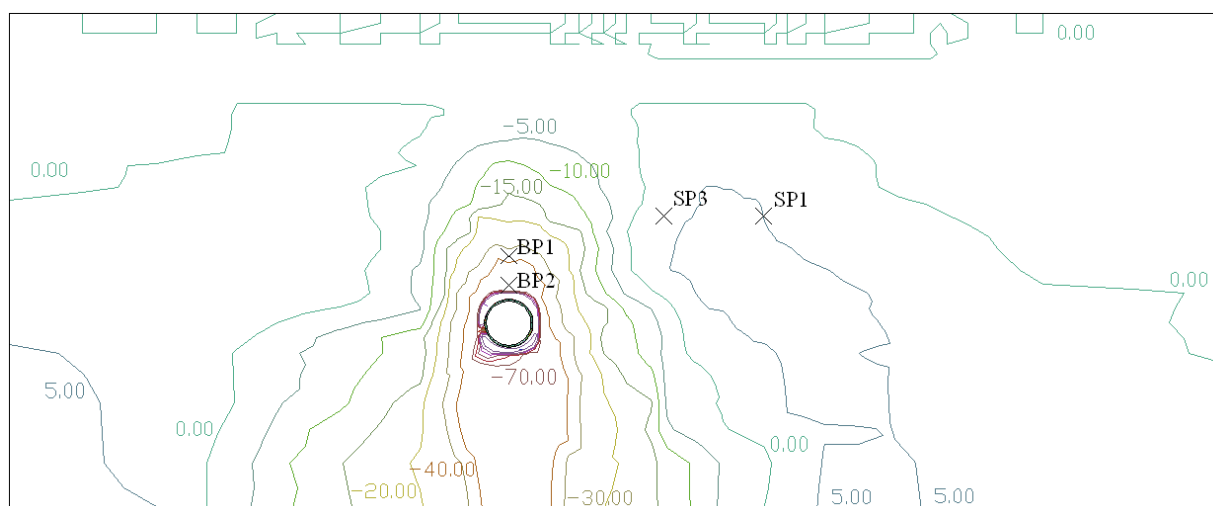
Figura V.31: Evolução temporal dos perfis transversais de assentamentos a 5m de profundidade: a) perfil normalizado; b) variação de  $i_y$ .

Durante o mesmo intervalo de tempo, a instrumentação regista um idêntico aumento dos assentamentos em vários pontos que constituem o perfil transversal de assentamentos

(ver Figura V.30). Desta forma, a distancia do ponto de inflexão do perfil afasta-se do eixo vertical do túnel provocando uma redução das distorções. A Figura V.31 b) ilustra explicitamente o aumento de  $i_y$  e consequente alargamento do perfil de assentamentos.

#### V.6.2.2 DISSIPAÇÃO DAS PRESSÕES INTERSTICIAIS

A Figura V.32 apresenta a distribuição no maciço dos acréscimos de pressão intersticial.



**Figura V.32: Isolinhas de acréscimos de pressões intersticiais (t=249 dias).**

Da análise da figura conclui-se, comparativamente ao instante de tempo  $t=0$  dia, que os acréscimos positivos de pressão já foram quase totalmente dissipados. Relativamente aos acréscimos negativos, a concentração de acréscimos de pressão intersticial junto ao túnel é ligeiramente inferior, observando-se também um afastamento das isolinhas de acréscimos de pressão. No entanto, uma vez que se gera um fluxo de água para dentro do túnel devido à permeabilidade do suporte, nada se pode concluir acerca do estado do processo de consolidação.

Na Figura V.33 ilustram-se as evoluções da pressão intersticial bem como dos excessos de pressão a 24,3m e 27,2m de profundidade. A velocidade de dissipação dos acréscimos de pressão intersticial resultante do cálculo ZR, embora superior à obtida no cálculo base, continua a ser mais lenta que a registada pelos piezómetros. Apesar do aumento da velocidade de dissipação, a pressão intersticial às duas profundidades analisadas no final do terceiro período de monitorização converge para 170kPa, ou seja um valor muito idêntico aos 165kPa alcançados com o cálculo base. Relativamente às observações de

campo, como já foi referido, a pressão de água às duas profundidade estabiliza em, sensivelmente, 145kPa.

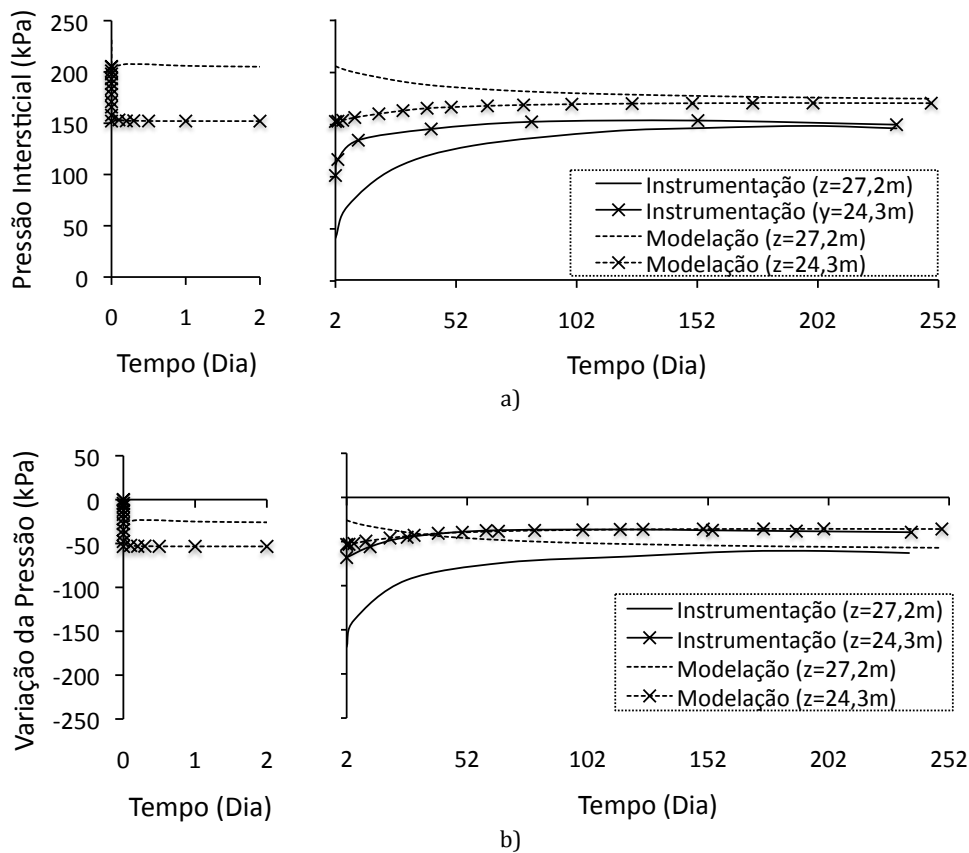


Figura V.33: Evolução temporal dos resultados a diversas profundidades: a) pressão intersticial; b) variação da pressão de água.

Na Figura V.34 apresentam-se os resultados referentes aos piezómetros (SP1 e SP3) localizados, respectivamente, a 25,5m e 15,5m à direita do eixo vertical do túnel WB, ambos a 20,3m de profundidade. Apesar da boa previsão numérica dos acréscimos de pressão intersticial para  $t=2$  dias, verifica-se que a evolução da pressão intersticial nos dois pontos difere da registada pela instrumentação. De facto, a variação de pressão obtida numericamente é inferior à registada “in situ”, verificando-se que, para  $t=249$  dias, a pressão intersticial obtida é superior à situação inicial enquanto que a instrumentação regista valores ligeiramente inferiores. No entanto, em ambas as situações, o desvio da pressão não ultrapassa 6kPa, evidenciado que esta zona do maciço é pouco afectada pelos efeitos da construção do túnel WB.

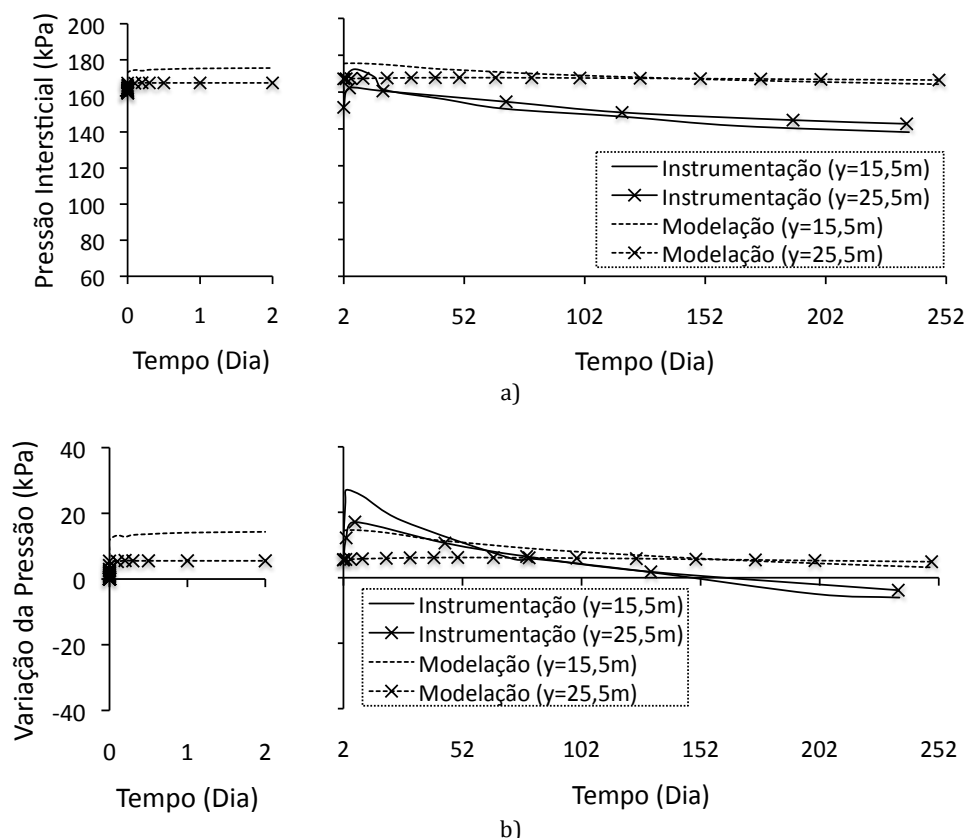


Figura V.34: Evolução dos resultados obtidos a 20,3m de profundidade nos pontos SP1 e SP3: a) pressão intersticial; b) variação de pressão de água.

No Quadro V.16 apresentam-se os valores da pressão intersticial registados em diversos instantes de tempo em BP1, BP2, SP1 e SP3. Comparando os vários resultados pode concluir-se que, com excepção do resultado obtido a curto prazo para o ponto BP2 (inerente às alterações do modelo) o cálculo ZR fornece resultados que se aproximam convenientemente da realidade. Confrontando estes resultados com os obtidos no cálculo base, verifica-se que as pressões para  $t=249$  dias são, em média, 10kPa superiores às obtidas no primeiro cálculo.

Quadro V.16: Pressões intersticiais registadas em diversos pontos do maciço.

Designação	z (m)	y (m)	Instrumentação				Modelação			
			t=0-	t=0	t=2	t=249	t=0-	t=0	t=2	t=249
BP1	24,3	0	-	-	100,0	149,0	205,5	152,0	152,1	169,6
BP2	27,2	0	-	-	40,0	145,5	231,0	204,0	205,1	173,9
SP3	20,3	15,5	-	-	160,5	138,5	161,1	173,0	175,7	164,3
SP1	20,3	25,5	-	-	151,5	142,5	161,7	167,1	167,2	166,6

### V.6.2.3 TENSÕES TOTAIS HORIZONTAIS

Na Figura V.35 ilustra-se a evolução da tensão total horizontal nos pontos SP1 e SP3 após a construção do túnel WB. Considerando unicamente os resultados registados pela célula

de carga SP1 devido às razões enunciadas em V.4.2.4, verifica-se que os resultados do cálculo numérico tendem a convergir para o estado de tensão ligeiramente superior ao estado inicial, enquanto que os resultados instrumentais indiciam uma ligeira diminuição da tensão horizontal. No entanto, visto a variação de tensão registada ser diminuta, pode considerar-se que o cálculo ZR simula adequadamente a evolução da tensão total horizontal nesta zona do maciço que, atendendo aos resultados, é pouco afectada pela construção do túnel WB.

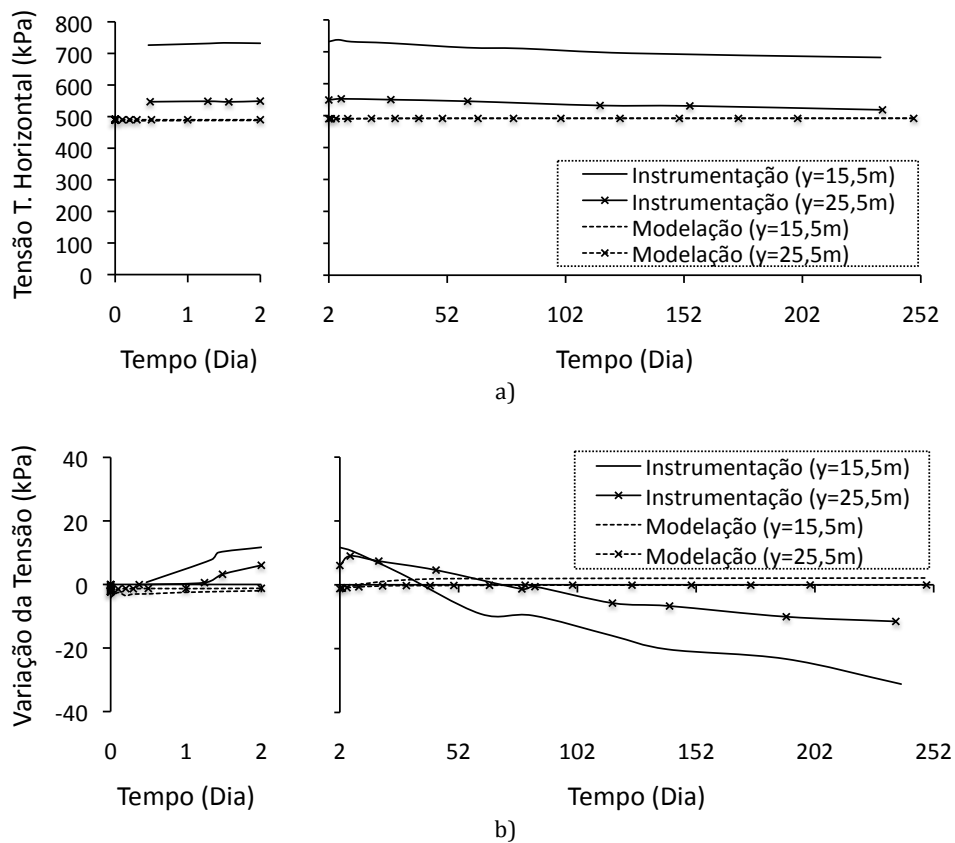


Figura V.35: Evolução temporal dos resultados obtidos nos pontos designados por SP1 e SP3: a) tensão total horizontal; b) variação da tensão.

Comparativamente ao cálculo base, o cálculo ZR fornece variações de tensões totais horizontais inferiores.





## **CAPÍTULO VI**

### **ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DA JLE NO QUARTO E QUINTO PERÍODO DE MONITORIZAÇÃO**

#### **VI.1 INTRODUÇÃO**

O presente capítulo complementa e finaliza os estudos iniciados no Capítulo V, onde se analisou o comportamento do túnel WB desde a sua construção até ao início da escavação do túnel EB (segundo e terceiro período de monitorização). Os resultados apresentados neste capítulo referem-se aos quarto e quinto períodos de monitorização, isto é, o intervalo de tempo que se prolonga desde a construção do segundo túnel da JLE até à data dos últimos registos da instrumentação disponíveis na bibliografia.

Uma extensa parte do presente capítulo é, obviamente, consagrada à exposição dos resultados obtidos na simulação numérica do túnel EB. À semelhança do efectuado no decorrer do estudo do túnel WB, comparam-se as tensões e os assentamentos obtidos por via numérica a curto e a longo prazo com os dados registados pela instrumentação. Complementarmente, são apresentados vários perfis de deslocamentos horizontais, alcançados por via numérica, os quais são comparados com os valores observados nos diversos tubos inclinométricos. Finalmente, expõem-se alguns resultados referentes aos suportes dos túneis “Westbound” e “Eastbound”.

O modelo numérico utilizado na obtenção dos resultados aqui expostos é igual ao apresentado no Capítulo V, com excepção, naturalmente, dos tempos de cálculo.

## VI.2 ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DO TÚNEL EB

A análise do túnel WB demonstrou que o cálculo ZR, no qual se adopta um coeficiente de impulso reduzido ( $K_0=0,5$ ) nas argilas de Londres localizadas até um diâmetro e meio à volta do túnel e se considera o suporte permeável, traduz satisfatoriamente o comportamento do maciço. Desta forma, a análise do comportamento do túnel EB baseia-se única e exclusivamente nos resultados fornecidos pelo cálculo ZR.

Objectivando validar as várias opções tomadas no capítulo anterior, nomeadamente na secção V.6, efectua-se um primeiro cálculo no qual se adopta um coeficiente de alívio de tensões igual ao utilizado na simulação numérica do túnel WB, ou seja, 0,322. Como se pode observar na Figura VI.1, a bacia de subsidência resultante deste cálculo é maior que a real, traduzindo-se, consequentemente, num maior volume de perdas. Com este coeficiente de alívio, o volume de perdas obtido é 4,99%, valor substancialmente superior aos 2,9% registados pela instrumentação.

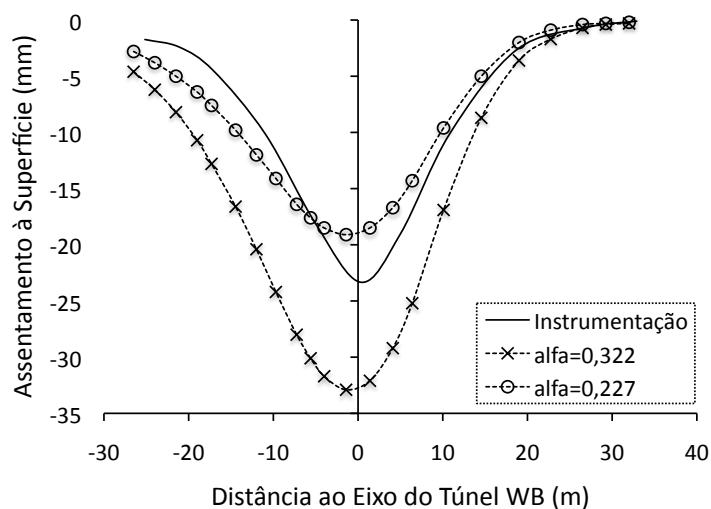


Figura VI.1: Comparação das bacias de subsidência obtidas para diferentes coeficientes de alívio de tensões.

Face ao resultado obtido, reduz-se o coeficiente de alívio de modo a igualar o volume de perdas obtido “in situ” (2,9%), situação que se verifica atribuindo ao parâmetro em análise o valor 0,227. No entanto, como também ilustra a Figura VI.1, a bacia resultante deste cálculo é menos profunda e ligeiramente mais larga que a real.

A apresentação dos resultados obtidos na simulação do túnel EB segue a estrutura estabelecida no capítulo anterior. Inicia-se por apresentar os resultados a curto prazo,

discutindo os assentamentos imediatos e a geração de pressões intersticiais, e conclui-se a presente secção expondo os resultados alcançados a longo prazo, nomeadamente, os assentamentos por consolidação, a dissipação das pressões intersticiais e as tensões totais horizontais. Pontualmente, são feitas algumas observações sobre resultados relativos ao túnel WB.

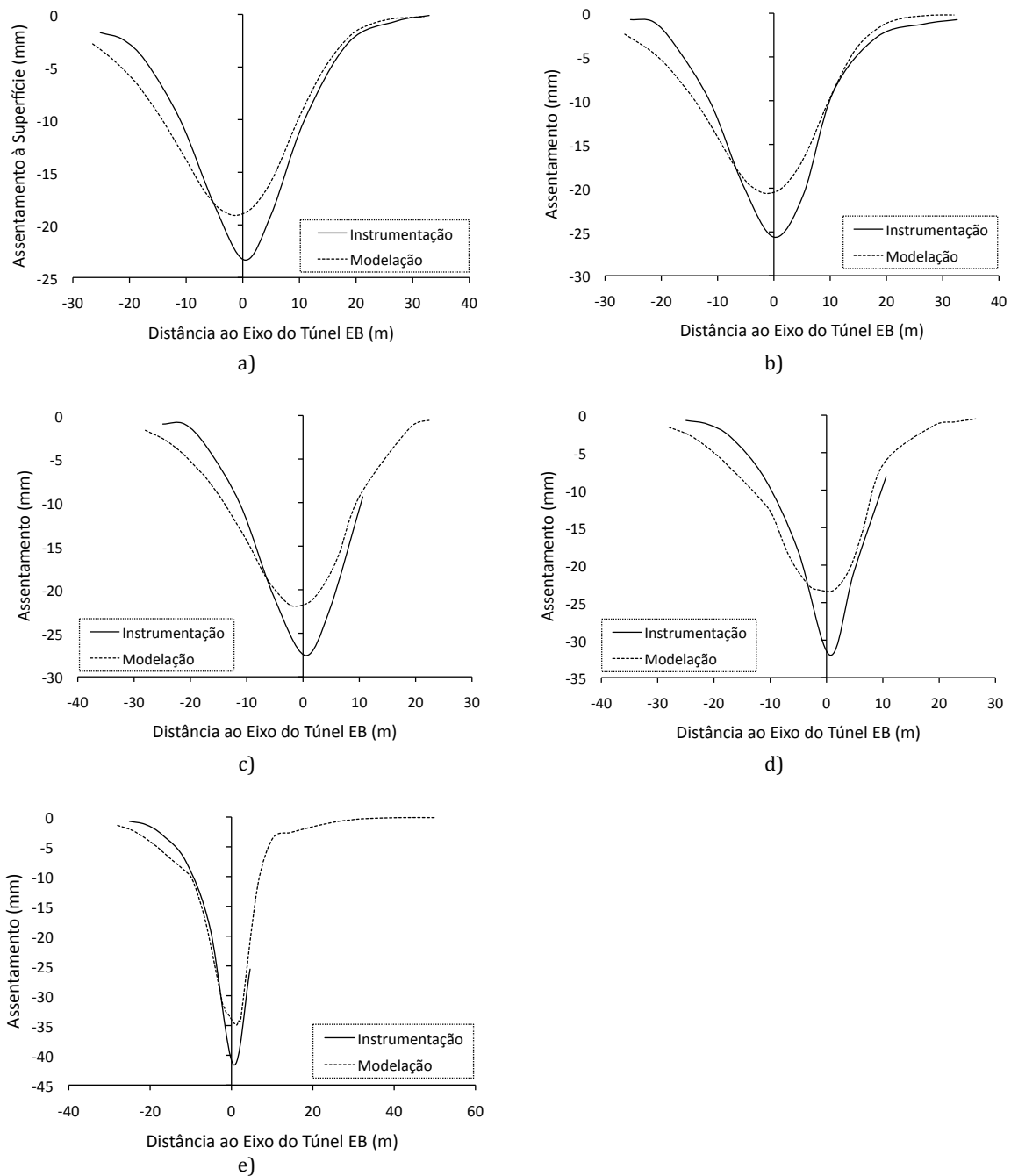
Devido à cronologia da obra, os instantes de tempo considerados na análise do segundo túnel são mais diversificados. O instante de tempo  $t=0$  dia corresponde à situação verificada imediatamente após a colocação do suporte. Relativamente aos resultados diferidos no tempo, não se especifica nenhum instante de tempo global, preferindo adoptar-se o instante de tempo que melhor se ajusta aos dados da instrumentação disponíveis. No estudo da evolução dos assentamentos máximos, o instante de tempo final é  $t=851$  dias, o qual corresponde a mil e cem dias após a construção do túnel WB. Já no que concerne à evolução do perfil transversal de assentamentos e à distância do ponto de inflexão ao eixo vertical do túnel EB, adopta-se  $t=375$  dias. Na análise da variação de pressão intersticial, adopta-se  $t=580$  dias ou  $t=851$  dias, consoante se esteja a analisar os resultados referentes aos piezómetros isolados ou combinados com células de carga. Por último, o estudo da evolução das tensões totais horizontais nos pontos SP1 e SP3 tem como instante de tempo final  $t=580$  dias.

## **VI.2.1 ANÁLISE DO COMPORTAMENTO A CURTO PRAZO**

### **VI.2.1.1 ASSENTAMENTOS IMEDIATOS**

Na Figura VI.2 ilustram-se os perfis transversais de assentamentos obtidos a diversas profundidades para o instante de tempo  $t=0$  dia.

Da análise da Figura VI.2 verifica-se que os perfis de assentamentos obtidos numericamente são menos profundos e ligeiramente mais largos que os observados “in situ”. Desta forma, tanto as distorções angulares como os assentamentos máximos obtidos por via numérica são inferiores às leituras efectuadas pela instrumentação. A não simetria dos perfis, provocada pelas alterações no maciço inerentes à construção do primeiro túnel, é visualmente mais evidente nos resultados numéricos do que nos dados da instrumentação. Em ambos os resultados, o volume de perdas da zona Sul (esquerda) é superior ao da zona Norte.



**Figura VI.2: Perfis de assentamentos imediatamente após a construção do túnel EB a diversas profundidades: a)  $z=0\text{m}$ ; b)  $z=5\text{m}$ ; c)  $z=9,3\text{m}$ ; d)  $z=12,8\text{m}$ ; e)  $z=17,5\text{m}$**

No Quadro VI.1 expõe-se o volume de perdas dos perfis transversais de assentamentos bem como o assentamento máximo e a distancia do ponto de inflexão ao eixo vertical do túnel EB para as diversas profundidades.

**Quadro VI.1: Características geométricas dos perfis de assentamentos.**

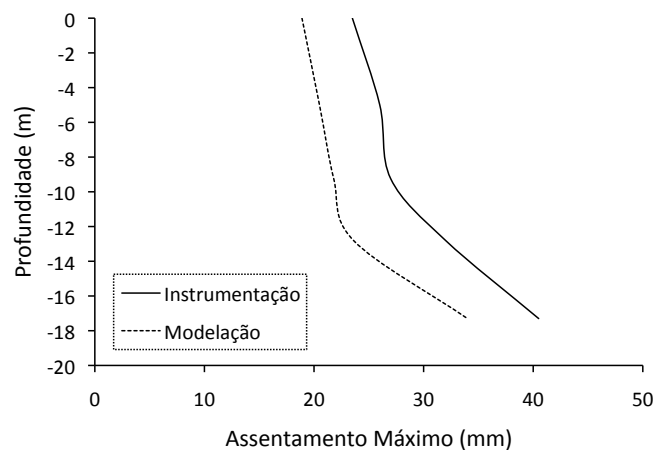
z (m)	Instrumentação			Modelação		
	$V_p$ (%)	$S_{max}$ (mm)	$i_y$ (m)	$V_p$ (%)	$S_{max}$ (mm)	$i_y$ (m)
0	2,9	23,5	9,7	2,90	18,9	11,4
5,0	2,9	26,0	8,9	2,93	20,5	10,7
9,3	2,8	27,0	8,3	3,08	21,8	10,7
12,8	2,9	32,0	8,0	2,97	23,6	9,7
17,5	2,9	40,5	5,9	2,95*	34,0	-

\* Valor determinado com recurso à ferramenta AREA do programa de desenho assistido por computador AutoCAD.

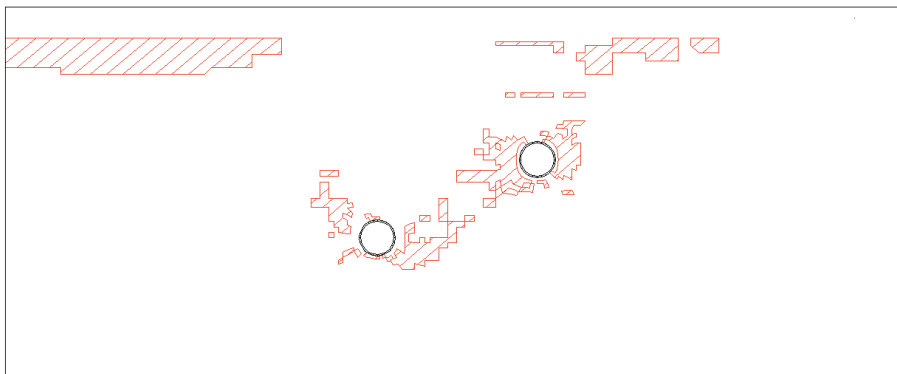
Com excepção dos resultados relativos a  $z=17,5\text{m}$  onde não foi possível determinar  $i_y$ , os assentamentos máximos e as distancias do ponto de inflexão obtidos numericamente são, respectivamente, inferiores e superiores aos dados fornecidos pela instrumentação. Apesar destas diferenças, o volume de perdas alcançado para as diversas profundidades é idêntico ao real.

Da análise do Quadro VI.1, verifica-se que o assentamento máximo e a distância do ponto de inflexão ao eixo vertical do túnel EB variam inversamente em profundidade, reflectindo um comportamento não drenado.

Comparando os assentamentos máximos para as diversas profundidades (Quadro VI.1), verifica-se que as análises numéricas prevêem adequadamente a evolução deste parâmetro. Com excepção do resultado obtido para a profundidade de 12,8m para a qual o assentamento máximo é 8mm inferior ao real, a diferença entre os dois resultados (cerca de 5mm) mantem-se sensivelmente constante em profundidade. A representação gráfica da evolução do assentamento máximo em profundidade ilustrada na Figura VI.3 ilustra o bom ajuste qualitativo dos resultados numéricos uma vez que a respectiva curva é paralela à curva dos resultados da instrumentação local do maciço.

**Figura VI.3: Evolução do assentamento máximo em profundidade.**

Apesar das diferenças nos resultados, o cálculo ZR consegue reproduzir o aumento gradual do assentamento máximo em profundidade à semelhança do obtido na simulação do primeiro túnel. No entanto, o maior declive da curva numérica para profundidades superiores a 14m deixa antever uma ligeira plastificação do maciço acima do coroamento do túnel, como comprova a Figura VI.4.



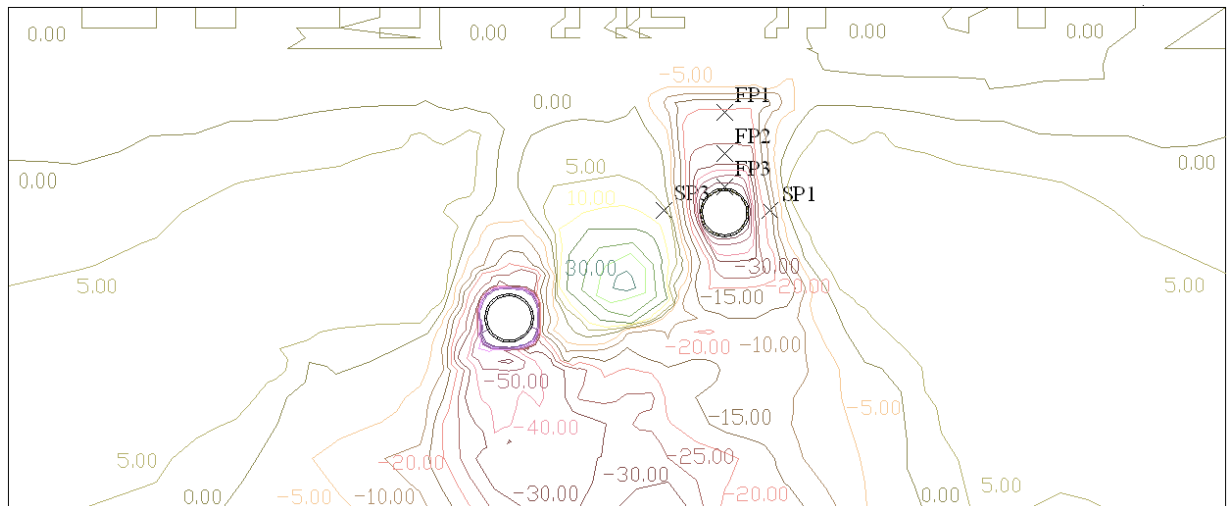
**Figura VI.4: Zonas em cedência imediatamente após a colocação do suporte do túnel EB.**

Apesar de se verificarem pequenas regiões acima do túnel em cedência, é nos hasteais que se observa maior plastificação do solo, sendo esta mais importante na região do maciço que separa os dois túneis que compõem a JLE.

Relativamente ao túnel WB, comparando a Figura VI.4 com a Figura V.27, verifica-se, após duzentos e cinquenta dias de consolidação, uma ligeira alteração das zonas plastificadas, continuando, no entanto, a concentrarem-se nos hasteais do túnel.

#### **VI.2.1.2 GERAÇÃO DE PRESSÕES INTERSTICIAIS**

A Figura VI.5 ilustra a distribuição dos acréscimos de pressão intersticial imediatamente após a colocação do suporte do túnel EB. Note-se que, por não ser possível isolar graficamente os efeitos da construção do segundo túnel, os resultados apresentados na Figura VI.5 englobam também a construção do primeiro túnel e os duzentos e quarenta e nove dias que separam a abertura dos dois túneis. Como se pode observar, os resultados obtidos após a construção do segundo túnel são fortemente afectados pela presença do túnel WB. No entanto, conseguem identificar-se algumas parecenças com o resultado obtido para o primeiro túnel. A distribuição dos acréscimos negativos concentra-se essencialmente acima e abaixo do túnel, sendo quase nulos os acréscimos à direita. Os acréscimos positivos de pressão intersticial concentram-se à esquerda do túnel EB, na região do maciço que separa os dois túneis.



**Figura VI.5: Isolinhas dos acréscimos de pressões intersticiais para t=0 dia.**

No Quadro VI.2 resumem-se as variações de pressão intersticial obtidas numericamente bem como os resultados da instrumentação. Como o quarto período de construção dura dois dias, opta-se por apresentar os resultados referentes ao segundo dia após a colocação do suporte do túnel.

**Quadro VI.2: Excessos de pressão intersticial dois dias após a construção do túnel EB.**

Designação	Coordenadas		$\Delta u$ (kPa)	
	z (m)	y (m)	Instrumentação	Modelação
FP1	10,5	0	-42,7	-21,49
FP3	17,9	0	-134,4	-63,08
SP3	20,3	-6,0	-17,9	6,2
SP1	20,3	4,0	-52,6	-14,7

Nos pontos FP1 e FP3 relativos aos piezómetros, o cálculo ZR fornece acréscimos negativos de tensões de sensivelmente metade das variações medidas pela instrumentação. Idêntico resultado é observado na célula SP1. O valor positivo obtido numericamente para a célula SP3, deve-se a concentração dos acréscimos positivos de pressão observados nessa região do maciço (Figura VI.5). Confrontando esta última figura com a Figura V.32, verifica-se que a construção do túnel EB provoca, além das alterações já referidas no maciço envolvente à nova cavidade escavada, uma ligeira concentração dos acréscimos negativos na região do maciço abaixo do túnel WB.

## VI.2.2 ANÁLISE DO COMPORTAMENTO A LONGO PRAZO

### VI.2.2.1 ASSENTAMENTOS POR CONSOLIDAÇÃO

Na Figura VI.6 apresenta-se a evolução do assentamento a superfície e a 5,1m de profundidade medidos sobre o eixo do túnel EB desde a construção do primeiro túnel. Imediatamente após a construção do túnel WB ( $t=0$  dia), o cálculo ZR fornece, para as duas profundidades referenciadas, assentamentos superiores aos observados no terreno. Durante o terceiro período de monitorização, os assentamentos subsuperficiais aumentam em igual proporção, contrariamente aos assentamentos para  $z=0$ . À superfície, o assentamento registado pela instrumentação cresce mais rapidamente, igualando os resultados numéricos sensivelmente cem dias após a construção do túnel.

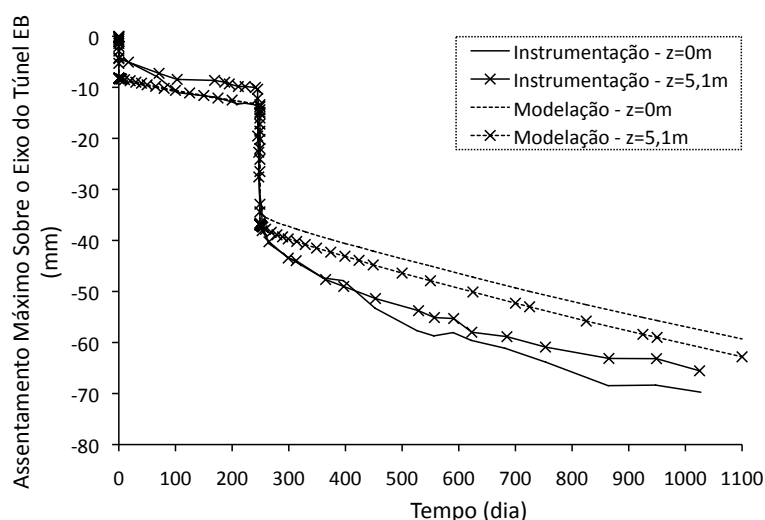


Figura VI.6: Evolução do assentamento sobre o eixo do túnel EB à superfície e a 5,1m de profundidade.

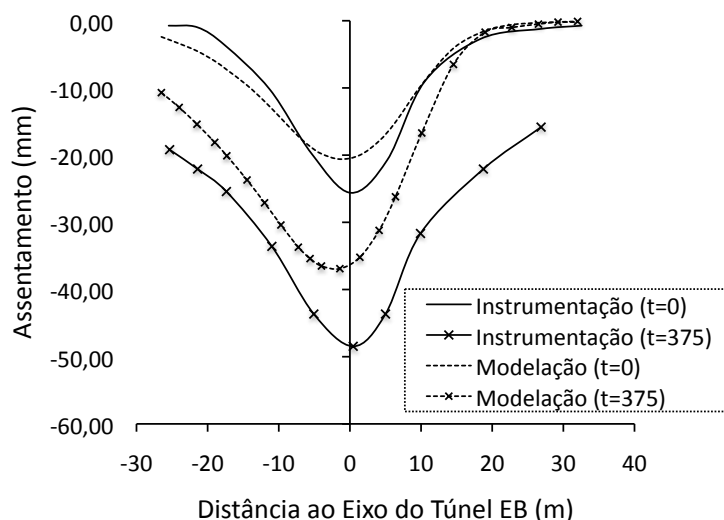
A construção do túnel EB origina naturalmente um grande aumento dos assentamentos. No final deste período ( $t=249$  dias), o assentamento obtido numericamente a 5,1m de profundidade iguala os dados da instrumentação enquanto que à superfície o assentamento alcançado é menor. Note-se no entanto, que durante a construção, a variação registada nos varões extensiométricos é superior à obtida por via numérica.

Finalmente, durante o último período de monitorização, a evolução dos assentamentos superficiais é semelhante, observando-se um aumento de 84% e de 89% dos assentamentos referentes ao cálculo ZR e à instrumentação, respectivamente. A 5,1m de profundidade, a evolução é assaz diferente. Enquanto que o cálculo ZR fornece um



crescimento linear do assentamento, os resultados da instrumentação parecem convergir para um patamar máximo de assentamento próximo de 70mm.

A evolução do perfil transversal dos assentamentos está ilustrado na Figura VI.7. Os resultados representados na figura correspondem a situações verificadas imediatamente após a colocação do suporte ( $t=0$  dia) e a trezentos e setenta e cinco dias depois ( $t=375$  dias).



**Figura VI.7: Evolução dos perfis transversais a 5m de profundidade.**

A evolução observada é idêntica aos resultados obtidos para o primeiro túnel. Apesar da boa aproximação para o instante de tempo inicial, para  $t=375$  dias o perfil de assentamentos é mais apertado, principalmente na zona Norte do perfil. Desta forma, durante o processo de consolidação, as distorções no terreno aumentam, embora, como se ilustra na Figura VI.8 b), se verifique um aumento da distância média do ponto de inflexão ao eixo vertical do túnel EB. Da análise dos perfis normalizados representados em Figura VI.8 a), verifica-se que os resultados numéricos originam, na zona Norte do perfil, um aumento dos assentamentos proporcional, enquanto que, na zona Sul a evolução dos assentamentos nos vários pontos que perfazem o perfil proporciona um alargamento dos mesmos. Nesta última zona, estes resultados condizem com os observados “in situ”.

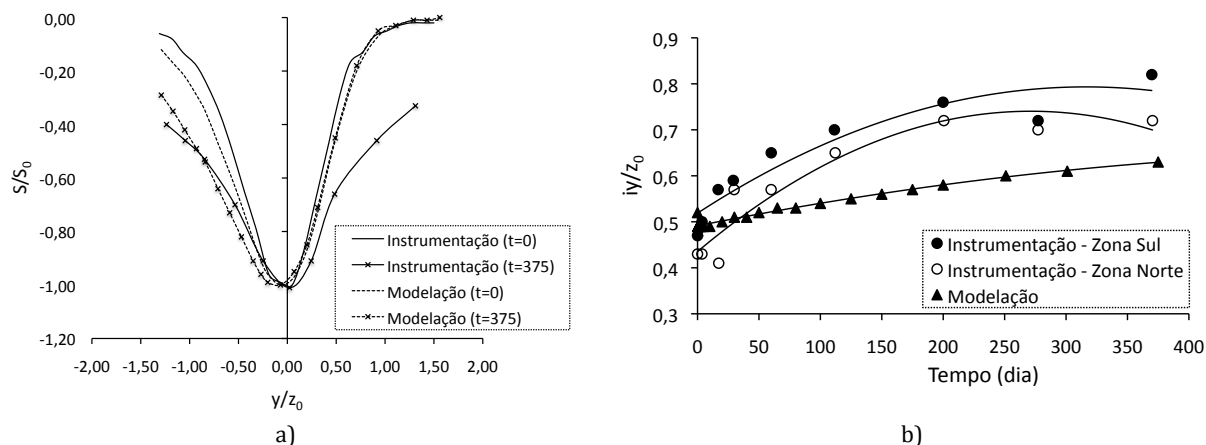


Figura VI.8: Evolução no tempo dos perfis transversais de assentamentos a 5m de profundidade: a) perfil normalizado; b) variação de  $i_v$ .

### VI.2.2.2 DISSIPACÃO DAS PRESSÕES INTERSTICIAIS

A Figura VI.9 ilustra a distribuição das acréscimos de pressão intersticial no maciço oitocentos e cinquenta dias após a construção do túnel EB.

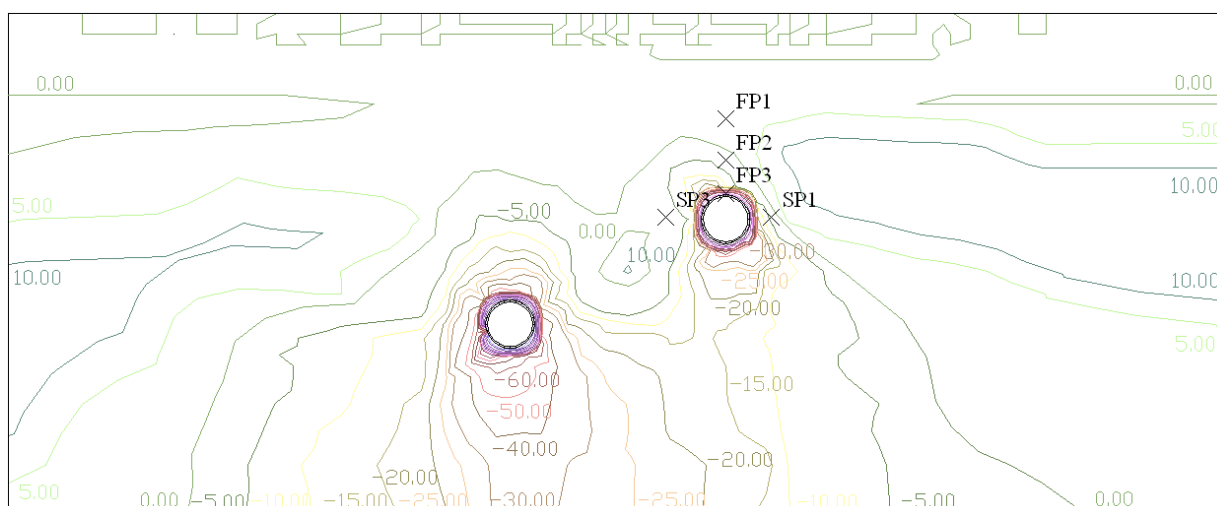
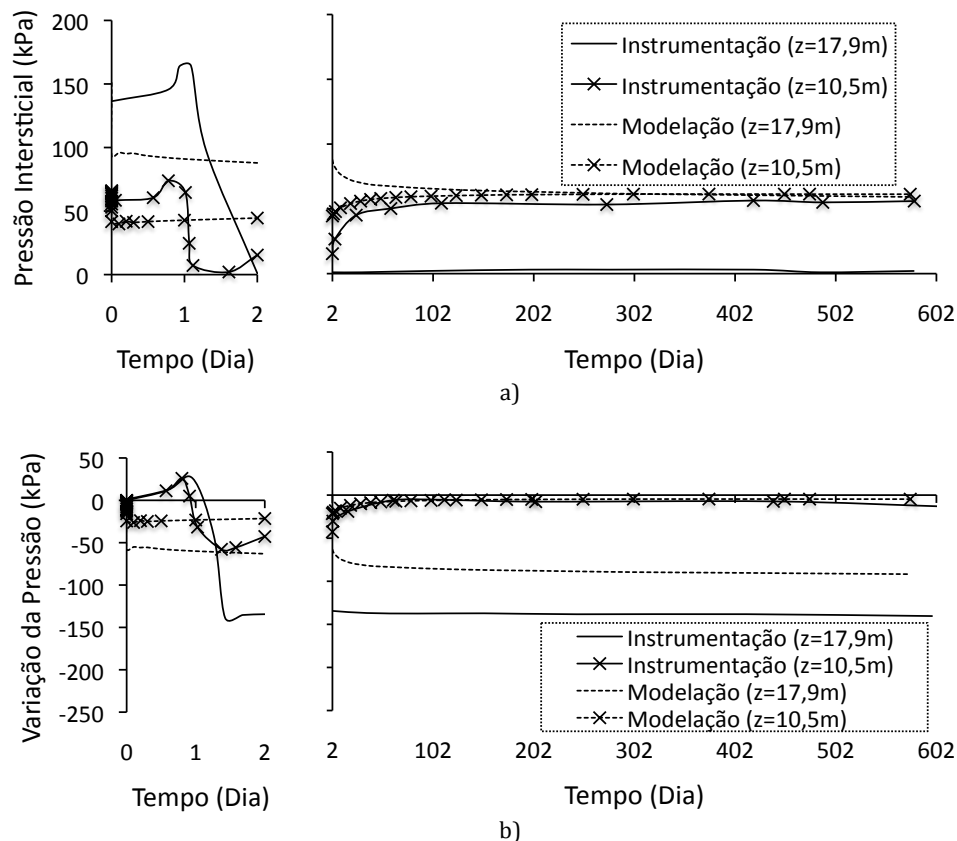


Figura VI.9: Isolinhas dos acréscimos de pressão intersticial ( $t=850$  dias).

Os acréscimos positivos de pressão intersticial verificados para  $t=0$  dia entre os dois túneis já foram quase dissipados, subsistindo algumas regiões do maciço à esquerda e à direita dos túneis que apresentam acréscimos positivos. No que concerne os acréscimos negativos de pressão intersticial, observa-se um alastramento destes acréscimos na região inferior do maciço. Junto aos túneis, os acréscimos negativos de pressão continuam elevados, sendo, aliás, superiores aos registados no instante de tempo  $t=0$  dia.

Na Figura VI.10 ilustram-se as evoluções da pressão intersticial sobre o eixo vertical do túnel EB para os pontos FP1 e FP3, respectivamente a 10,5 e 17,9m de profundidade.

Para  $z=10,5\text{m}$ , o cálculo ZR reproduz qualitativamente a evolução registada pelo piezómetro colocado nessa posição. Para  $t=580$  dias, os acréscimos negativos de pressão intersticial tendem a dissipar-se convergindo para a pressão de água registada imediatamente antes da construção do túnel EB, isto é, sensivelmente  $60\text{kPa}$ . Embora não se represente graficamente a evolução da pressão para  $z=14,6\text{m}$ , os resultados numéricos aproximam-se das leituras efectuadas pelo piezómetro FP2. Relativamente aos resultados obtidos a  $17,9\text{m}$  de profundidade, o cálculo ZR também fornece uma grande variação de pressão intersticial, não se verificando, no entanto, a completa anulação da pressão de água nos poros.



**Figura VI.10: Evolução temporal dos resultados a diversas profundidades: a) pressão intersticial; b) variação de pressão de água.**

A Figura VI.11 ilustra as evoluções da pressão intersticial à esquerda e à direita do túnel EB. Os resultados numéricos diferem muito das leituras das células SP3 e SP1. A variação de pressão estimada numericamente é muito reduzida ( $\approx 25\text{kPa}$ ) uma vez que, como se pode observar na Figura VI.5 e na Figura VI.9, os acréscimos de pressão intersticial concentram-se essencialmente acima e abaixo do túnel.

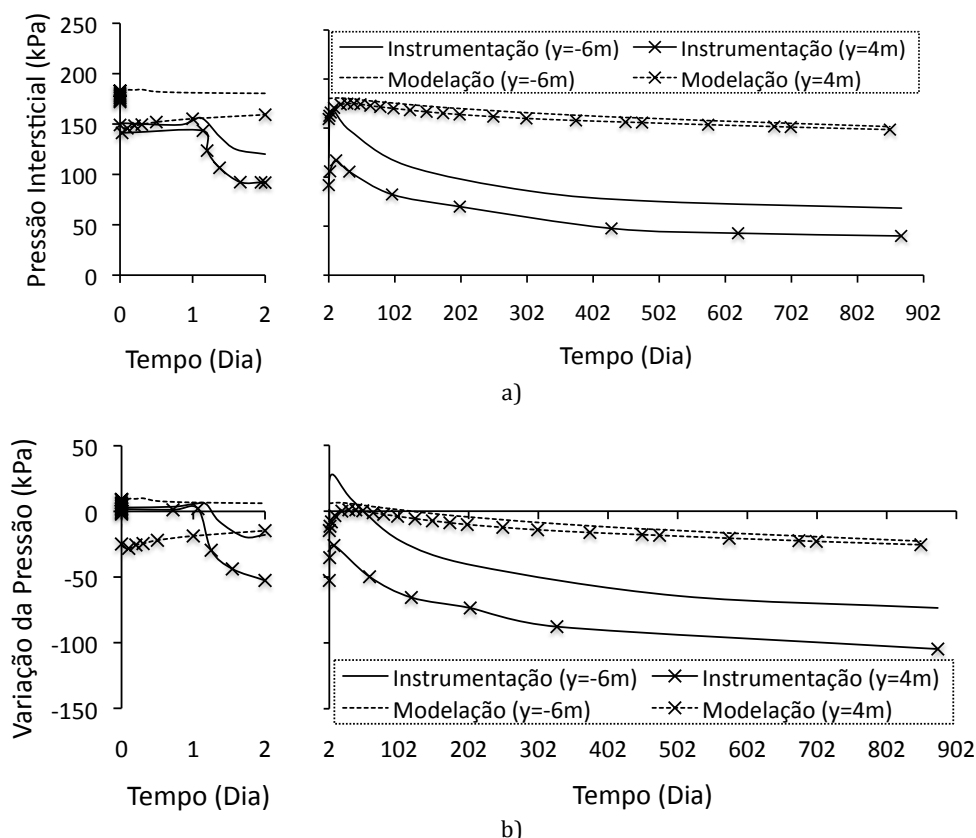


Figura VI.11: Evolução dos resultados nas células SP3 e SP1: a) pressão intersticial; b) variação de pressão de água.

No Quadro VI.3 resumem-se os valores de pressão intersticial registados nos cinco piezómetros até quinhentos e oitenta dias após a construção do túnel EB. Os valores apresentados comprovam os comentários feitos às duas figuras anteriores.

Quadro VI.3: Pressões intersticiais em diversos pontos do maciço.

Designação	z (m)	y (m)	Instrumentação				Modelação			
			t=0-	t=0	t=2	t=580	t=0-	t=0	t=2	t=580
FP1	10,5	0	-	58,5	15,5	56,0	66,0	41,7	44,5	61,3
FP2	14,6	0	-	104,5	32,0	88,0	118,5	95,6	92,8	101,7
FP3	17,9	0	-	134,5	1,0	1,0	151,0	93,4	87,9	59,2
SP3	20,3	-6,0	-	151,0	120,0	73,0	174,2	180,6	180,4	157,6
SP1	20,3	4,0	-	141,0	92,0	43,0	174,0	149,1	159,3	153,4

### VI.2.2.3 TENSÕES TOTAIS HORIZONTAIS

Na Figura VI.12 apresenta-se a evolução da tensão total horizontal à esquerda e à direita do túnel EB. Comparando os resultados obtidos para a célula de carga localizada a 4m à direita do túnel (SP1), verifica-se que, embora no instante  $t=2$  dias os resultados numéricos e reais sejam idênticos, o aumento de tensão horizontal registado pela instrumentação é mais acentuado do que o obtido numericamente. Quinhentos dias após a construção do túnel EB, os resultados diferem sensivelmente 100kPa. Relativamente ao

segundo conjunto de resultados (SP3), enquanto que o resultado numérico aproxima-se do resultado obtido à direita do túnel, os dados da célula SP3 continuam a ser muito superiores aos registados pela célula SP1, indiciando, como já foi anteriormente referido, um possível mau funcionamento da mesma.

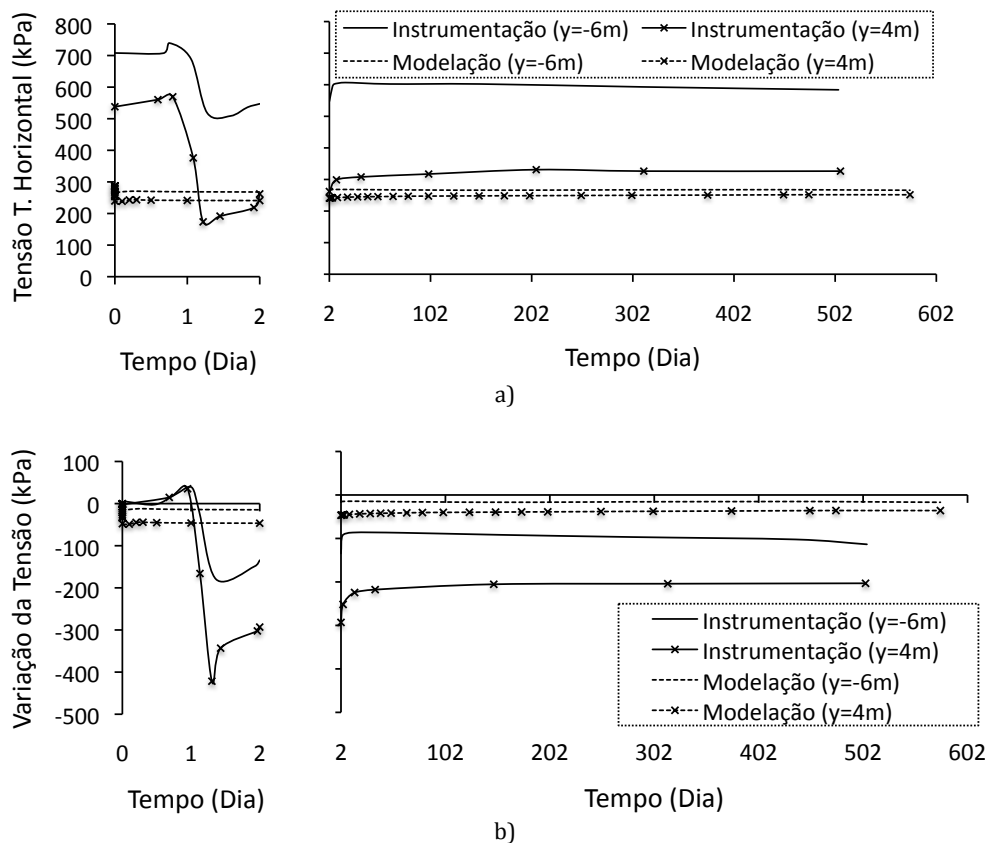


Figura VI.12: Evolução temporal dos resultados obtidos nos pontos designados por SP1 e SP3: a) tensão total horizontal; b) variação da tensão.

### VI.3 DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS

A campanha de instrumentação previa também a monitorização dos deslocamentos horizontais sofridos pelo maciço em consequência da construção da JLE. Estes resultados foram adquiridos através da introdução de inclinómetros cuja localização é representada na Figura IV.12. Dos nove tubos inclinométricos instalados no maciço, apenas se consideram os resultados registados pelos aparelhos localizados nas imediações dos túneis, deixando-se assim de fora os dados relativos ao tubo J<sub>i</sub>.

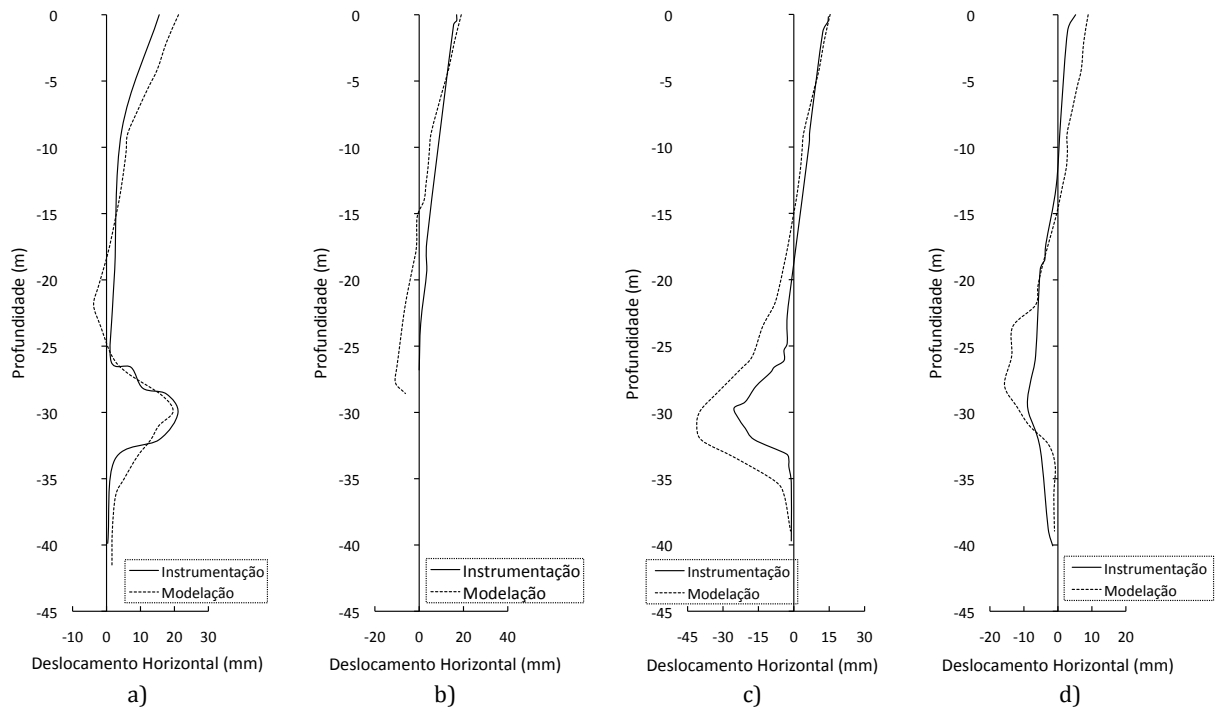
Contrariamente ao verificado para os assentamentos, para os quais se dispõe de resultados para vários instantes de tempo, as informações referentes aos deslocamentos horizontais são muito escassas, possuindo-se apenas dados para um único instante de tempo. As leituras dos inclinómetros foram obtidas sensivelmente dois anos após a construção do túnel WB, o que explica o facto de não se terem apresentado estes resultados na análise do comportamento do túnel WB (item V.6).

### **VI.3.1 TÚNEL WB**

A Figura VI.13 ilustra os resultados obtidos nas mediações do túnel WB localizando-se, da esquerda para a direita, a -4m, 0m, 4m e 10m do seu eixo vertical.

A primeira conclusão que se retira da observação da figura é que os resultados numéricos reproduzem qualitativamente bem os deslocamentos registados pelos inclinómetros. No entanto constata-se que, qualquer que seja o perfil analisado, o cálculo ZR tende a fornecer deslocamentos superiores aos reais, sendo esta diferença mais evidente no perfil C<sub>i</sub>. No geral, observa-se que para profundidades inferiores a 20m, o ajuste numérico é muito bom.

Os efeitos da construção do túnel EB são visíveis em todos os perfis. Até sensivelmente 15m de profundidade, os perfis de deslocamento horizontal inclinam-se para a direita, ou seja, em direcção ao segundo túnel construído. Da análise da Figura VI.13, constata-se que os deslocamentos horizontais obtidos por via numérica são superiores aos reais, evidenciando uma maior influência da construção do túnel EB nas análises numéricas do que o observado. Igual conclusão é apresentada no decorrer da análise dos assentamentos imediatos devidos à construção do túnel EB (ver VI.2.1.1).



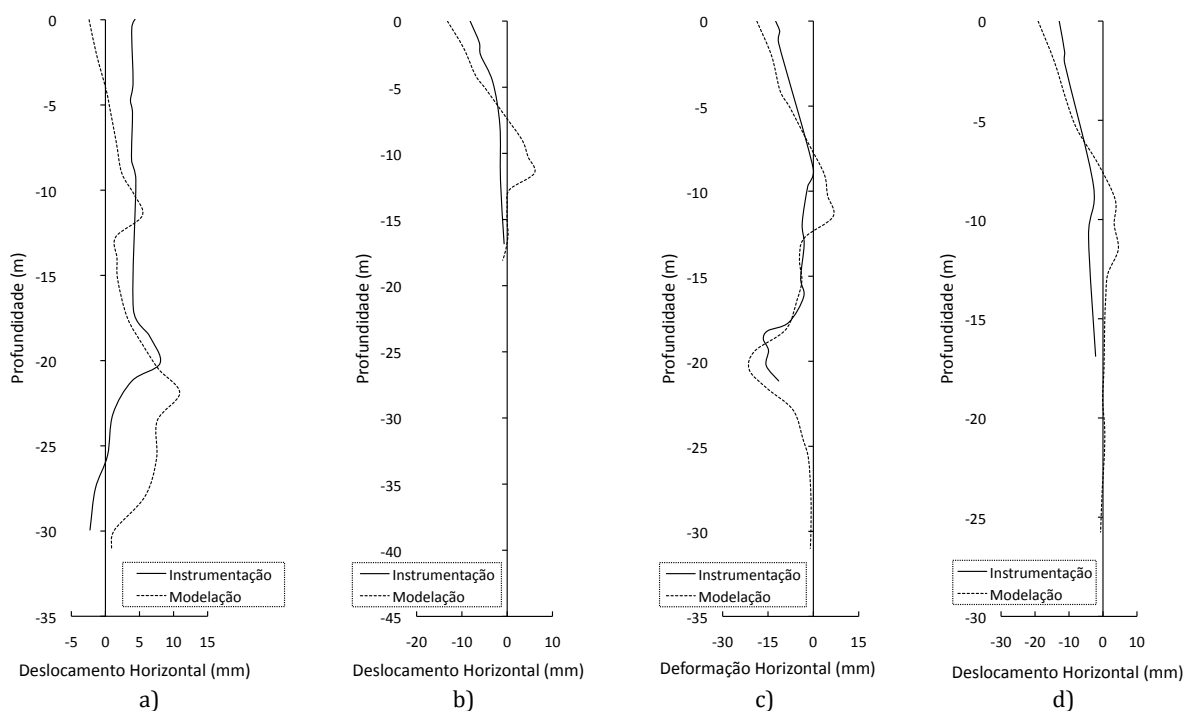
**Figura VI.13: Perfis de deslocamentos horizontais: a) A<sub>i</sub>; b) B<sub>i</sub>; c) C<sub>i</sub>; d) D<sub>i</sub>.**

### VI.3.2 TÚNEL EB

Na Figura VI.14 ilustram-se os resultados obtidos a -5,5m, 0m, 4,5m e 10,5m do seu eixo vertical.

Os resultados alcançados são semelhantes aos obtidos para o túnel WB, ou seja, o cálculo ZR reproduz satisfatoriamente os resultados registados “in situ”, com excepção dos resultados referentes ao perfil F<sub>i</sub>. Novamente, a diferença entre os resultados tende a aumentar em profundidade, atingindo o seu valor máximo junto ao eixo horizontal do túnel EB.

Relativamente aos deslocamentos horizontais obtidos junto da superfície do terreno, duas razões indiciam que estes sejam devidos a factores externos à construção do túnel. Primeiramente, estando o túnel WB localizado a 31m de profundidade, a sua influência fazer-se-ia sentir em profundidade e não à superfície. Em segundo lugar, o perfil real E<sub>i</sub>, dada a sua maior proximidade em relação ao primeiro túnel, teria de ser inclinado para a esquerda e não vertical e deslocado para a direita.



**Figura VI.14: Perfis de deslocamentos horizontais: a) E<sub>i</sub>; b) F<sub>i</sub>; c) G<sub>i</sub>; d) H<sub>i</sub>.**

Por último, salienta-se o facto de a 10,5m de distância do eixo vertical do túnel EB, tanto a instrumentação como o calculo ZR apresentarem deslocamentos quase nulos à profundidade do eixo do túnel (20,5m). Por analogia ao perfil D<sub>i</sub>, obtido a 10m do eixo vertical do túnel WB, seria de esperar um maior deslocamento numérico.

## VI.4 ANÁLISE DOS ESFORÇOS E DEFORMAÇÕES DO SUPORTE

A análise da evolução ao longo do tempo da deformação diametral horizontal e do esforço axial no suporte encerra o estudo da Jubilee Line Extension. Como é referido em IV.5.2, a deformação diametral do suporte foi monitorizada em ambos os túneis mas apenas foi previsto o registo das cargas no suporte do túnel EB. Neste último, a recolha de dados iniciou-se imediatamente após a construção do suporte, enquanto que no túnel WB, a instrumentação apenas foi colocada duzentos e dez dias após a sua construção, tendo-se por esta razão optado pela apresentação dos seus resultados no presente capítulo. Na discussão dos dois túneis, adopta-se para instante de tempo inicial ( $t=0$  dia) o momento da colocação do suporte.



#### VI.4.1 SUPORTE DO TÚNEL WB

Na Figura VI.15 ilustram-se os resultados alcançados no cálculo ZR bem como os dados provenientes da instrumentação do túnel WB. As duas curvas da instrumentação representadas na figura definem o intervalo de registos obtidos nas diversas aduelas instrumentadas.

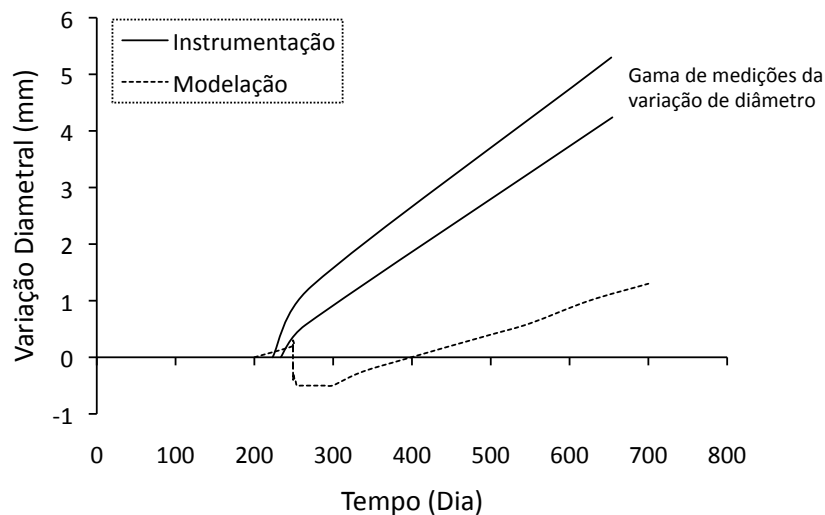


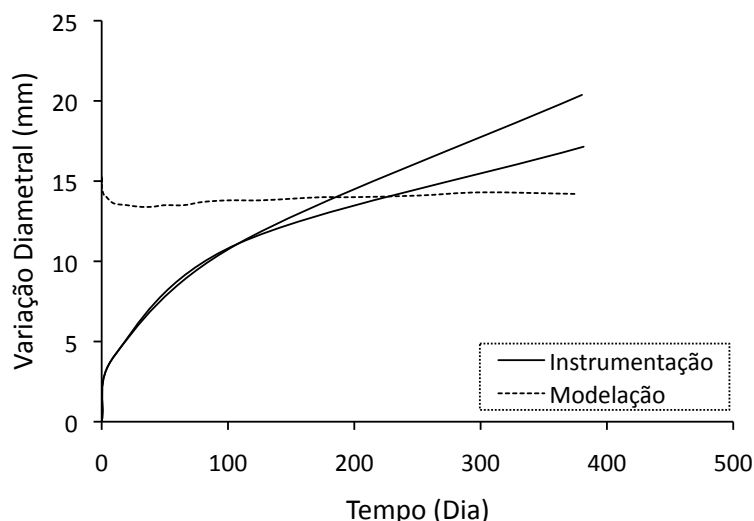
Figura VI.15: Evolução no tempo da deformação diametral do suporte do túnel WB.

O cálculo ZR reproduz qualitativamente o comportamento do túnel WB, isto é, verifica-se um aumento diametral do túnel segundo o seu eixo horizontal. Observa-se, no entanto que a construção do túnel EB induz, pontualmente, uma ligeira diminuição da deformação. Com a escavação da segundo túnel, ambos os hasteais convergem para a cavidade criada, sendo a deformação do hasteal esquerdo superior à do hasteal direito. No final do período de tempo analisado, as deformações máximas obtidas, quer numericamente quer através da instrumentação, são muito pequenas, representado, respectivamente, 0,07% e 0,12% do diâmetro interno inicial do túnel.

#### VI.4.2 SUPORTE DO TÚNEL EB

Os resultados referentes à deformação diametral horizontal do túnel EB estão representados na Figura VI.16. Tanto os registos da instrumentação como os resultados numéricos apontam para um aumento diametral do túnel na horizontal. No entanto o cálculo ZR não consegue reproduzir a variação no tempo desta deformação. Numericamente, a deformação diametral ocorre nos primeiros instantes imediatamente após a colocação do suporte, mantendo-se sensivelmente inalterada com o passar do

tempo. Por sua vez, as observações “in situ” revelam uma variação contínua do diâmetro do túnel durante o tempo analisado. No final do período de monitorização, os resultados de campo apontam para uma deformação máxima de 20mm contra os 14mm obtidos numericamente, representando um aumento de 0,45% e 0,33% do diâmetro interno inicial do túnel, respectivamente.

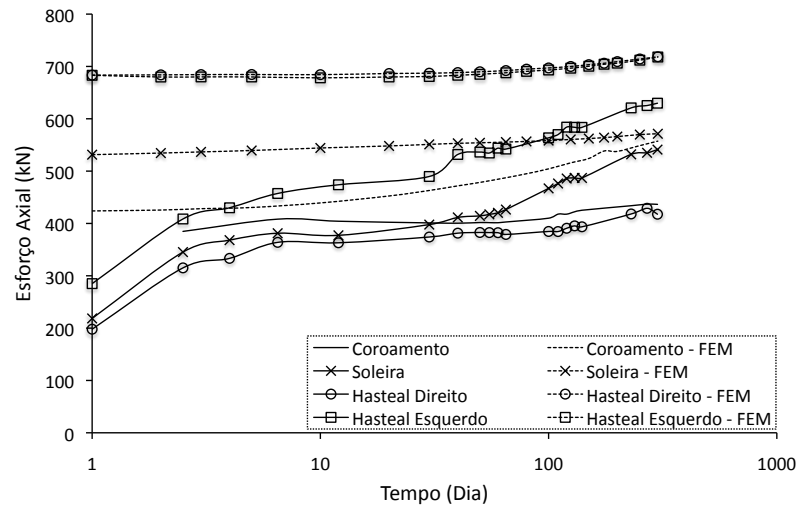


**Figura VI.16: Evolução no tempo da deformação diametral do suporte do túnel EB.**

A Figura VI.17 ilustra os resultados referentes a evolução dos esforços axiais no suporte no coroamento, na soleira e nos hasteais do túnel. Como se pode observar, imediatamente após a colocação do suporte, o cálculo ZR fornece cargas superiores em todos os pontos considerados, em especial nos hasteais do túnel. A grande discrepância entre as cargas obtidas numericamente nos hasteais e nos restantes dois pontos é uma consequência directa da consideração dum coeficiente de impulso reduzido à volta do maciço. Sendo este parâmetro inferior à unidade ( $K_0=0,5$ ), a concentração de tensões nos hasteais é muito superior à concentração verificada no coroamento ou na soleira do túnel. Já as cargas registadas nos quatro pontos pela instrumentação interna do suporte nos instantes iniciais são muito semelhantes, comprovando que, antes da construção do túnel EB, o coeficiente de impulso em repouso do maciço assumia um valor próximo da unidade.

Analizando a evolução das cargas no tempo, observa-se que o comportamento alcançado por via numérica é idêntico ao real, ou seja, as cargas aumentam ao longo do tempo, salientando-se que esta variação é mais significativa nos dados recolhidos “in situ”.

No final do quinto período de monitorização, os esforços alcançado na soleira e hasteal esquerdo do suporte são muito semelhantes aos reais. Nos restantes pontos, nomeadamente no hasteal direito, os esforços no suporte obtidos numericamente são deveras superiores aos registados pelas células de carga.



**Figura VI.17: Evolução no tempo das cargas no suporte do túnel EB.**



## **CAPÍTULO VII**

### **CONSIDERAÇÕES FINAIS**

O principal objectivo deste trabalho foi prever as deformações resultantes da escavação dum túnel em argilas sobreconsolidadas, como as argilas de Londres, e comparar os resultados com observações reais. Para tal, recorreu-se ao método dos elementos finitos, para efectuar um estudo em duas dimensões onde o maciço argiloso é modelado com o modelo MIT-E3, previamente incorporado no programa de cálculo automático FEM por Venda Oliveira (2000).

A escolha do modelo MIT-E3 deve-se a ser um modelo que se julga reproduzir o comportamento deste tipo de solos ao associar o modelo histerético perfeito com a formulação da superfície de plasticidade limite e com um modelo elasto-plástico.

O caso de estudo escolhido, a extensão da linha prateada do metro de Londres (Jubilee Line), resulta da combinação de dois factores: i) esta ampliação foi alvo de uma vasta campanha de instrumentação levada a cabo pelo Imperial College of Science, Technology and Medicine de Londres cujos resultados foram publicados por Nyren (1998); ii) a linha atravessa St. James's Park, zona que é considerada como virgem, isto é, que nunca sofreu intervenção humana.

Após a recolha de informações na bibliografia da especialidade que permitiu a caracterização do maciço alvo de estudo, efectuou-se a calibração do modelo MIT-E3 determinando os quinze parâmetros que o compõem. Posteriormente, modelou-se a secção da linha de metro de Londres escolhida tendo-se procedido previamente a alguns ajustes com vista à obtenção dos melhores resultados possíveis.

Relativamente à caracterização das argilas, existe muita informação publicada por diversos autores ao longo das últimas décadas o que, por vezes, devido à grande variabilidade dos resultados apresentados, dificultou a escolha dos valores adoptados no presente trabalho. Note-se, no entanto, que nem sempre foi possível a obtenção de resultados da área onde se situa a secção instrumentada.

No que concerne à calibração do modelo MIT-E3, se a determinação dos parâmetros directos não levantou problemas devido à razão atrás enunciada, já a aferição das oito grandezas de determinação indirecta revelou-se mais complicada que se previa dado que a sua correcta determinação requer, nalguns casos, ensaios específicos perfeitamente detalhados. Embora se encontrem muitos resultados e representações de ensaios experimentais na bibliografia da especialidade, nem sempre são referidas algumas informações, como, por exemplo, o estado de tensão inicial, indispensáveis à simulação numérica do ensaio em causa. Para tal os trabalhos de Fourie (1984) e Jardine (1985) contribuíram de forma decisiva para a determinação das variáveis do modelo. No entanto, apesar da qualidade dos resultados expostos nos trabalho supramencionados, as conclusões alcançadas divergem das sugeridas por Whittle (1993). Esta discrepância realça a dificuldade relacionada com a obtenção de valores para grandezas sem qualquer significado físico. A escolha do conjunto de parâmetros resultante do estudo realizado neste trabalho advém do facto de se observar que estes valores tendem a fornecer melhores resultados.

A análise do comportamento do túnel WB através do cálculo base cedo evidenciou que, apesar do modelo MIT-E3 reproduzir satisfatoriamente os ensaios laboratoriais modelados, os resultados obtidos a curto prazo padeciam do problema referido no Capítulo I. Para igual volume de perdas, as distorções e os assentamentos à superfície alcançados pela via numérica são inferiores aos registados no terreno, originando uma bacia de subsidência mais larga e mais achatada que a real. Este comportamento observa-se nas diversas profundidades estudadas, com excepção do perfil transversal de assentamentos para  $z=27,5\text{m}$ . Devido à plastificação do maciço argiloso sobre o coroamento do túnel, verifica-se, a esta profundidade, um aumento significativo do assentamento máximo superando os resultados da instrumentação.

O aumento do assentamento máximo em profundidade é acompanhado por uma variação inversa da distância do ponto de inflexão do perfil ao eixo vertical do túnel. Consequentemente, não se verifica, como previsto, qualquer alteração no volume de perdas dos perfis, uma vez que para condições não drenadas o corte de argilas ocorre sem variação de volume. Apesar dos resultados serem quantitativamente diferentes, a variação do assentamento máximo e de  $i_y$  obtida numericamente é idêntica à registada pela instrumentação, sendo, até uma determinada profundidade, inversamente proporcional.

O estudo da permeabilidade de suporte que antecedeu a comparação dos resultados alcançados a longo prazo, demonstrou que, para se conseguir reproduzir as deformações à superfície durante o processo de consolidação, o suporte não pode ser considerado impermeável. Para esta situação, a dissipação dos acréscimos negativos de pressão intersticial é acompanhada por uma redução do assentamento máximo à superfície, contrariando as observações realizadas “in situ”. A consideração do suporte como permeável implica a atribuição dum coeficiente de permeabilidade, o qual foi avaliado como sendo uma ordem de grandeza inferior à permeabilidade das argilas de Londres. Note-se que este estudo também permitiu reajustar o coeficiente de permeabilidade das argilas de Londres dado ter-se verificado que o valor considerado no Capítulo II estava subvalorizado.

No seguimento das alterações da análise de sensibilidade da permeabilidade do suporte, a taxa média de crescimento do assentamento máximo à superfície e a 5,5m de profundidade é de 31%, isto muito próxima dos 36% verificados no terreno. No entanto, apesar desta boa aproximação qualitativa dos resultados, a variação da forma do perfil de assentamentos é diferente. A instrumentação registou um aumento não proporcional do assentamento nos pontos que perfazem o perfil de assentamentos a 5m de profundidade, resultando num aumento da distância do ponto de inflexão do perfil ao eixo vertical do túnel e consequente diminuição das distorções. O cálculo base fornece um aumento proporcional dos assentamentos. Desta forma, o parâmetro  $i_y$  mantém-se sensivelmente constante conduzindo a um aumento das distorções no tempo.

Relativamente à variação de pressão intersticial, como já foi referido, a escavação do túnel gerou acréscimos negativos de pressão de água nos poros devido ao decréscimo da

tensão normal média e ao aumento das tensões de corte associados ao alívio de tensões ocasionado pela escavação do túnel em consequência da dilatação positiva exibida por estes solos (Almeida e Sousa, 1998). Comparando os acréscimos (negativos) da pressão acima do coroamento do túnel, verifica-se que o cálculo base fornece valores inferiores ao registados pelos piezómetros BP1 e BP2. Apesar desta diferença, no final do intervalo de tempo considerado na análise do túnel WB, observam-se iguais acréscimos de pressão de água nos poros por dissipar. Em ambas as situações, as pressões tendem a estabilizar para valores inferiores ao estado hidrostático existente antes da construção da obra; comportamento que se atribui ao fluxo de água em direcção à cavidade em consequência da consideração do suporte como permeável. Note-se que para o instante de tempo  $t=249$  dias, as pressões intersticiais obtidas numericamente superam em sensivelmente 20kPa as pressões registadas pelos piezómetros.

Nas células de carga combinadas com piezómetros instaladas perto do segundo túnel, tanto a instrumentação como a modelação numérica revelam que os efeitos da construção do túnel WB nessa região do maciço não são significativos. As variações de tensões (intersticiais e totais horizontais) nos pontos SP1 e SP3 são inferiores a 20kPa.

Objectivando a obtenção de melhores resultados, principalmente em termos de deformações, realizaram-se, ainda no âmbito da análise do comportamento do túnel WB, mais dois cálculos: o cálculo anisotrópico, cujos resultados se apresentam seguidamente, e o cálculo ZR. A implementação da anisotropia de elasticidade no modelo MIT-E3 não conduziu a melhorias significativas nos resultados obtidos. De facto, utilizando valores para  $m' = G_{vh} / E'_v$  obtidos experimentalmente em laboratório ou “in situ”, os resultados alcançados apenas igualam os resultados obtidos no cálculo base. Para se verificar um ligeiro aumento do assentamento máximo e das distorções imediatamente após a construção do suporte, é necessário assumir  $m'=0,20$ , valor apresentado por Lee e Rowe (1989) resultante da boa previsão dos assentamentos obtidos por via numérica quando comparados com os dados de campo ou ensaios de centrifugação. No entanto, este resultado não é suportado por nenhum ensaio realizado “in situ” ou em laboratório. Os restantes resultados alcançados para o instante  $t=0$  dia são semelhantes aos apresentados para o cálculo base, com excepção do assentamento máximo e das distorções que, como já se referiu, são ligeiramente superiores.



No que concerne os resultados alcançados a longo prazo, este cálculo difere apenas do primeiro na evolução no tempo do perfil transversal de assentamentos. A representação gráfica do perfil de assentamentos normalizado ilustra um comportamento qualitativamente semelhante ao observado “in situ”. Durante o processo de consolidação, o perfil de assentamentos para  $z=5\text{m}$  tende a alargar, originando a diminuição das distorções. Todavia, como esta variação é diminuta, pode supor-se que tanto a geração de pressões intersticiais durante a construção do túnel bem como a sua dissipação durante o processo de consolidação aproximam-se do comportamento apresentado no cálculo base.

A consideração dum coeficiente de impulso em repouso reduzido à volta do túnel melhorou consideravelmente os resultados alcançados. Qualquer que seja a extensão da região com  $K_0=0,5$ , a bacia de subsidência resultante da simulação numérica da escavação do túnel WB é mais estreita e profunda, aproximando-se dos dados da instrumentação. Comparando os resultados obtidos à superfície para as três zonas reduzidas, conclui-se que a consideração duma zona reduzida numa extensão de um diâmetro e meio à volta do túnel conduz aos melhores resultados. De facto, observa-se que os resultados alcançados com  $ZR=1D$  ficam aquém dos resultados reais e que o alargamento da ZR para dois diâmetros não introduz melhorias significativas. Na modelação numérica do primeiro túnel, o ajuste do volume de perdas é conseguido adoptando 0,322 para o coeficiente de alívio de tensões.

A forma dos perfis transversais de assentamentos obtidos a diversas profundidades imediatamente após a construção do túnel WB ajusta-se a forma real. Os valores obtidos numericamente para o assentamento máximo e para a distancia do ponto de inflexão ao eixo vertical do túnel diferem ligeiramente dos reais, sendo, respectivamente, inferiores e superiores aos resultados fornecidos pela instrumentação. Estes dois parâmetros, à semelhança do referido para o cálculo base, variam inversamente, mantendo o volume de perdas sensivelmente constante. A evolução em profundidade do assentamento máximo é igual à evolução real. Contrariamente aos cálculos anteriores onde se verifica um brusco aumento do assentamento máximo a maiores profundidade devido à plastificação do maciço acima do túnel, os pontos plásticos resultantes do cálculo ZR desenvolvem-se junto dos hasteais do túnel, com tendência a desenvolverem-se até à superfície. Deste modo, a variação do assentamento máximo em profundidade ocorre gradualmente.

A evolução dos assentamentos por consolidação obtidos durante o terceiro período de monitorização é semelhante à real, sendo o seu crescimento médio de 32%. Antes da construção do túnel EB, o assentamento máximo à superfície e a 5,5m de profundidade obtidos numericamente são inferiores aos observados “in situ”. Relativamente à evolução do perfil transversal de assentamentos em igual período, o cálculo ZR não consegue reproduzir os resultados da instrumentação. O aumento dos assentamentos nos pontos que constituem o perfil de assentamento para  $Z=5\text{m}$  é proporcional, ou seja, a distancia do ponto de inflexão ao eixo vertical do túnel mantém-se sensivelmente inalterada. Em consequência, as distorções angulares associadas à escavação do túnel tendem a aumentar contrariamente ao observado “in situ”.

As alterações ao modelo numérico inerentes ao cálculo ZR, conduziram a gerações de acréscimos de pressão intersticial diferentes dos obtidos no cálculo base. Estes tendem a concentrar-se acima e abaixo do túnel não afectando de forma significativa o maciço nas laterais do túnel. Comparando os resultado obtidos dois dias após a colocação do suporte nos pontos BP1 e BP2, o cálculo ZR fornece acréscimos de pressão inferiores, com a particularidade de, na zona do maciço onde se adoptou  $K_0=0,5$ , se verificar uma diminuição dos acréscimos de pressão até junto do túnel, onde se verifica um aumento drástico dos acréscimos negativos de pressão intersticial. No final do processo de consolidação, tanto os resultados numéricos como as leituras dos piezómetros indicam que as pressões intersticiais a 24,3m e 27,2m estabilizam, respectivamente, para valores entre 30kPa a 60kPa inferiores aos registados antes da construção do túnel. Como já foi referido, este comportamento deve-se ao funcionamento do suporte como dreno. No instante de tempo  $t=249$  dias, a pressão de água nos poros obtidas numericamente é superior entre 20kPa e 30kPa à registada pela instrumentação, sendo os valores obtidos a 24,3m e a 27,2m de profundidade idênticos.

As variações de tensões obtidas por via numérica nos pontos SP1 e SP3 são, semelhantemente aos resultados das células de carga, deveras reduzidas, sendo quase nula a variação da tensão total horizontal. Assim, conclui-se que os efeitos da simulação da construção do túnel WB no cálculo ZR não se reflectem junto ao túnel EB, reproduzindo assim o comportamento observado pela instrumentação instalada no maciço.

A modelação numérica da construção do segundo túnel que constitui a secção da JLE analisada, bem como do período de consolidação que lhe sucede, baseou-se nos resultados obtidos no estudo do túnel WB, adoptando-se, obviamente, o cálculo que melhores resultados forneceu, ou seja, o cálculo ZR. Comparativamente à modelação numérica do primeiro túnel, a simulação da escavação do túnel EB apenas difere do primeiro no coeficiente de alívio de tensões, adoptando-se  $\alpha=0,227$  uma vez que a aplicação de  $\alpha=0,322$  conduz a um volume de perdas muito superior aos 2,9% medidos “in situ”.

Apesar do volume da bacia de subsidência obtida numericamente ser igual ao real, a forma do perfil transversal de assentamentos à superfície difere dos resultados da instrumentação. O perfil é menos profundo e mais largo em consequência das menores distorções e do menor assentamento máximo alcançado no cálculo ZR. O volume de perdas na zona Sul do perfil é superior ao volume da zona Norte devido à execução do primeiro túnel sendo, todavia, esta assimetria mais visível nos resultados obtidos por via numérica. Em profundidade, com excepção de  $z=17,5\text{m}$  para a qual as distorções alcançadas são muito semelhantes, observa-se um comportamento idêntico ao verificado à superfície. Note-se que a variação inversa do assentamento máximo e da distância do ponto de inflexão ao eixo vertical do túnel mantém o volume de perdas sensivelmente constante. À semelhança do observado para o túnel WB, a evolução do assentamento máximo em profundidade é qualitativamente igual à real podendo-se supor-se que, embora as argilas de Londres estejam sobreconsolidadas, a plastificação do maciço ocorre junto aos hasteais do túnel, como se duma argila normalmente consolidada se tratasse.

Durante os segundo e terceiro períodos de monitorização, a evolução numérica dos assentamentos à superfície e a 5,1m de profundidade sobre o eixo do túnel EB aproximam-se razoavelmente dos dados da instrumentação. A construção do segundo túnel induz naturalmente um grande aumento do assentamento, sendo este menos acentuado no cálculo ZR. Após a construção do túnel (quinto período de monitorização), observa-se, em ambas as situações, um aumento dos assentamentos máximos. No entanto, contrariamente aos resultados alcançados numericamente, os dados da instrumentação evidenciam um claro abrandamento dos assentamentos por consolidação, principalmente a 5,1m de profundidade para a qual a evolução do

assentamento tende a aproximar-se dum patamar situado entre 70mm e 80mm. No que concerne à evolução no tempo do perfil transversal de assentamentos para  $z=5m$ , o cálculo ZR não consegue reproduzir os resultados da instrumentação, à semelhança do que foi referido para o túnel WB. Embora se verifique um ligeiro aumento da distância do ponto de inflexão, o processo de consolidação induz aumento das distorções à profundidade analisada, contrariamente ao observado “in situ”.

Após a construção do túnel EB, o cálculo ZR conduz a uma concentração de acréscimos negativos de pressão intersticial acima e abaixo da cavidade escavada. Comparando os resultados alcançados com as leituras dos piezómetros instalados no maciço, verifica-se que, dois dias após a construção do túnel, os primeiros são sensivelmente metade dos dados reais. Todavia, durante o processo de consolidação, os resultados numéricos tendem a convergir para os dados da instrumentação, com excepção dos resultados referentes ao piezómetro FP3. Após quinhentos e oitenta dias, as pressões intersticiais alcançadas por via numérica apenas diferem por excesso dos resultados “in situ” em 10kPa. Para o piezómetro referido, o cálculo ZR não consegue reproduzir a total anulação das pressões de água nos poros registada pela instrumentação.

As variações de tensões obtidas numericamente nos pontos SP1 e SP3 são, contrariamente aos dados registados pelas células de carga combinadas com piezómetros, deveras reduzidas. Dada a proximidade ao túnel das células, registaram-se grandes variações tanto da tensão total horizontal como da pressão intersticial. O cálculo ZR não consegue reproduzir as variações de tensões observadas, principalmente a evolução da pressão intersticial. Relativamente à tensão total horizontal, apesar de se alcançar um valor muito próximo de tensão medida na célula SP1, a evolução da tensão não tem comparação possível.

A comparação dos perfis de deslocamentos horizontais obtidos com os resultados dos inclinómetros em diversos pontos do maciço dois anos após a construção do primeiro túnel revelou uma boa previsão destes deslocamentos por parte do cálculo ZR. Com excepção dos resultados para os perfis  $C_i$  e  $E_i$ , para os quais as diferenças são mais apreciáveis, os resultados conseguidos numericamente aproximam-se dos dados da instrumentação, sendo estes últimos ligeiramente inferiores. Mesmo para profundidades inferiores, onde os efeitos das escavações dos dois túneis não são significativos, o cálculo

ZR reproduz o comportamento do maciço argiloso. Relativamente aos dois perfis supramencionados, verifica-se uma sobrevalorização do deslocamento máximo, sendo que, no perfil E<sub>i</sub>, este é obtido abaixo do eixo horizontal do túnel EB (20,5m).

O estudo da JLE termina com a análise das tensões e deformações nos suportes dos túneis. A deformação diametral alcançada no túnel WB, apesar de qualitativamente semelhante à medida “in situ”, fica muito aquém dos valores reais. De facto, quatrocentos dias após a construção do segundo túnel, observa-se um aumento diametral médio de 5mm enquanto que o cálculo ZR fornece sensivelmente 2mm além de, neste último se verificar uma convergência dos hasteais durante a construção do túnel EB. Relativamente ao segundo túnel, o aumento diametral obtido numericamente acontece imediatamente após a construção do mesmo, contrastando com o afastamento gradual dos hasteais registado pela instrumentação das aduelas. Duzentos dias após a construção do túnel, o cálculo numérico fornece valores inferiores aos reais, subvalorizando assim as deformações diametraes. Por último, os esforços axiais alcançados nos hasteais, no coroamento e na soleira do túnel são superiores às cargas medidas pela instrumentação interna do suporte do túnel EB. As diferenças registadas, nomeadamente nos hasteais, devem-se ao próprio cálculo ZR que, como já se referiu, considera uma zona de coeficiente de impulso reduzido ( $K_0=0,5$ ) à volta do túnel. No que concerne a evolução dos esforços, apesar de se observar um ligeiro aumento dos mesmos no tempo, a modelação numérica não consegue reproduzir as observações “in situ”.

Em suma, a realização deste trabalho permite concluir:

- i) a obtenção das constantes matemáticas do modelo MIT-E3 é dependente dos resultados dos ensaios laboratoriais disponíveis;
- ii) apesar das reconhecidas valências do modelo MIT-E3 na simulação de argilas sobreconsolidadas, este não consegue reproduzir por si só o comportamento real das argilas de Londres quando submetidas a variações de tensões induzidas pelas construção de túneis;
- iii) o modelo MIT-E3, apesar de não reproduzir as variações de tensões registadas durante e imediatamente após a construção, tende a fornecer a longo prazo valores muito semelhantes aos reais;

- iv) a implementação da anisotropia de elasticidade no modelo MIT-E3 não se traduz em melhorias na previsão de assentamentos a curto prazo;
- v) a consideração duma zona de coeficiente de impulso reduzido associada ao modelo MIT-E3 melhora significativamente os assentamentos calculados, fornecendo previsões realistas a longo prazo das pressões intersticiais acima do túnel e dos deslocamentos horizontais;
- vi) a previsão de deformações e esforços nos suportes através do modelo MIT-E3 considerando um coeficiente reduzido à volta do túnel não garante um dimensionamento seguro do elemento construtivo.

No âmbito de continuar a melhorar o desenvolvimento numérico e possibilitar a aplicação de modelos constitutivos mais avançados no meio empresarial, propõem-se os seguintes desenvolvimentos futuros:

- i) implementar o modelo MIT-E3 tridimensional no FEM de modo a modelar mais realisticamente a Jubilee Line Extension ou outra obra subterrânea realizada nas argilas de Londres possibilitando inferir sobre algumas questões como a influência do atraso do suporte ou os efeitos tridimensionais na modelação;
- ii) desenvolver modelos constitutivos baseados na observação do comportamento “in situ” de maciços argilosos sobreconsolidados.
- iii) monitorizar as deformações, variações de tensões totais e de pressões intersticiais na envolvente de túneis escavados em argilas sobreconsolidadas com vista ao estudo da descompressão verificada nessa região do maciço durante a construção dos mesmos.

## BIBLIOGRAFIA

Addenbrooke, T. I. (1996). *Numerical analysis of tunnelling in stiff clay*. Ph. D. Dissertation, Imperial College of Science, Technology and Medicine, London. [citado por Grammatikopoulou, 2004]

Addenbrooke, T. I., Potts, D. M. e Puzrin, A. M. (1997). *The influence of pre-failure soil stiffness on the numerical analysis of tunnel construction*. Géotechnique vol. 47, nº 3, pp. 693-712.

Addenbrooke, T. I., Potts, D. M. (2001). *Twin Tunnel Interaction: Surface and Subsurface Effects*. The International Journal of Geomechanics vol. 1, nº 2, pp. 249-271.

Almeida e Sousa, J. N. (1998). *Túneis em maciços terrosos: Comportamento e modelação numérica*. Dissertação apresentada à Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra para obtenção do grau de Doutor em Ciências de Engenharia – Especialidade de Fundações e Geotecnia.

Atkinson, J. H. (1973). *Elasticity and plasticity in soils*. Géotechnique vol. 23, nº 4, pp. 565-571. [Citado por Venda Oliveira, 2000]

Atkinson, J. H. e Bransby, P. L. (1978). *The Mechanics of Soil – An Introduction to Critical State Soil Mechanics*. McGraw-Hill, London.

Atkinson, J. H. (1993). *An introduction to the mechanics of soil and foundation*. McGraw-Hill, London. [Citado por Powrie e Chandler, 1998]

Azzouz, A. S., Malek, A. M., e Baligh, M. M. (1989). *Cyclic behaviour of clays in undrained simple shear*. Journal of Geotechnical Engineering, vol. 115, nº5, pp. 637-657. [Citado por Whittle e Kavvas, 1994]

Bishop, A. W., Webb, D. L. e Lewin, P. I. (1965). *Undisturbed samples of London Clay from the Ashford Common shaft: strength-effective stress relationships*. Géotechnique vol. 15, pp. 1-31. [Citado por Hight et al, 2003]

Bond, A. J. e Jardine, R. J. (1995). *Shaft capacity of displacement pile in a high OCR clay*. Géotechnique vol. 45, pp. 3-23.

Borregana, A. A. (2007). *Gramática da Língua Portuguesa*. Texto Editores, LDA. Lisboa.

Burland, J. B. e Kalra, J. C. (1986). *Queen Elizabeth II Conference Center: geotechnical aspects*. Proc. Instn Civ. Engrs, Part 1, 80, 1479-1503. [Citado por Powrie e Chandler, 1998]

Burland, J. B., Standing, J. R. e Jardine, F. M. (2001a). *Building Response to Tunnelling, case studies from construction of the jubilee line extention, London – Volume 1: Projects and Methods*. Thomas Telford Ltd, London.

Burland, J. B., Standing, J. R. e Jardine, F. M. (2001b). *Building Response to Tunnelling, case studies from construction of the jubilee line extention, London – Volume 2: Case Studies*. Thomas Telford Ltd, London.

Chandler, R. J., Leroueil, S. e Trenter, N. A. (1990). *Measurements of the permeability of London Clay using a self-boring permeameter*. Géotechnique vol. 40, pp. 113-124.

Chandler, R. J., Willis, M. R., Hamilton, P. S. e Andreou, I. (1998). *Tectonic shear in the London Clay Formation*. Géotechnique vol. 48, pp. 257-270.

Dimmock, P. S. e Mair, R. J. (2007). *Volume loss experienced on open-face London Clay Tunnels*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Geotechnical Engineering vol. 160, pp. 3-11.

Dixon, N. e Bromhead, E. N. (1999). *Depth-dependent permeability in London Clay measured using standpipe piezometer equilibration data*. Géotechnique vol. 49, pp. 651-660.

Fourie, A. B. (1984). *The behaviour of retaining walls in stiff clay*. Ph. D. Dissertation, Imperial College of Science, Technology and Medicine, London.



- Fourie, A. B. e Potts, D. M. (1991). *A numerical and experimental study of London Clay subject to passive stress relief*. Géotechnique vol. 41, pp. 1-15.
- Fourie, A. B. (1984). *The behaviour of retaining walls in stiff clay*. Ph. D. Dissertation, Imperial College of Science, Technology and Medicine, London.
- Ganendra, D. (1993). *Finite element analysis of laterally loaded piles*. Ph. D. Dissertation, Imperial College of Science, Technology and Medicine, London.
- Gasparre, A. (2005). *Advanced laboratory characterisation of London Clay*. Ph. D., Dissertation, Imperial College of Science, technology and Medicine, London.
- Grammatikopoulou, A. (2004). *Development, implementation and application of kinematic hardening models for overconsolidated clays*. Ph. D. Dissertation, Imperial College of Science, Tehnology and Medicine, London.
- Hight, D. W., Bennell, J. D., Chana, B., Davis, P. D., Jardine, R. J. e Porovic, E. (1997). *Wave velocity and stiffness measurements of the Crag and Lower London Tertiaries at Sizewell*. Géotechnique vol. 47, nº3, pp. 451-474.
- Hight, D. W., McMillan, F., Powell, J. J. M., Jardine, R. J. e Allenou, C. P. (2003). *Some characteristics of London Clay*. Proc. Conf. Characterisation and Engineering, National University Singapore. Tan T.S., Phoon, K.K., Hight D.W., Lerouil S. (eds). Balkema, Vol. 2, pp. 851-907.
- Hight, D. W., Ellison, R. A., Page, D. P. (2004). *Engineering in the Lambeth Group*. CIRIA, London.
- Hooper, J. A. (1975). *Elastic settlement of a circular raft in adhesive contact with a transversely isotropic medium*. Géotechnique vol. 25, nº4, pp. 691-711. [Citado por Venda Oliveira, 2000]
- Jardine, R. J., Symes, M. J. P. R. e Burland, J. B. (1984). *The measurements os soil stiffness in the triaxial apparatus*. Géotechnique vol. 34, nº3, pp. 323-340.

Jardine, R. J. (1985). *Investigations of pile – soil behaviour with special reference to the foundations of offshore structures*. Ph. D., Dissertation, Imperial College of Science, Tehnology and Medicine, London.

Jardine, R. J., Gens, A., Hight, D. W. e Coop, M. R. (2004). *Developments in understanding soil behavior*. Advances in Geotchnical Engineering. Procedings of the Skempton Conference vol.1, pp. 103-206. [Citado por Nishimura, 2005]

Kavvadas, M. (1982). *Non-linear consolidation around driven piles in clays*. Sc. D. Thesis, Massachusetts Institute of Technology, Boston. [Citado por Whittle, 1991]

King, C. (1981). *The Stratigraphy of the London Clay and associated deposits. Tertiary Research Special Paper No. 6*, Rotterdam: Backhuys. [Citado por Hight et al., 2003]

King, C. (1991). *Stratigraphy of the London Clay (Early Eocene) in the Hampshire Bassin*. Ph. D., Dissertation, Kingstone Polytechnic. [Citado por Gasparre, 2005]

Lee, K. M. e Rowe, R. K. (1989). *Deformations caused by surface loading and tunnelling: the role of elastic anisotropy*. Géotechnique vol. 39, nº 1, pp. 125-140.

Lopes, M. R. L. (2004). *Efeitos diferidos no tempo associados à escavação de túnies superficiais*. Disseratação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do Grau de Mestre em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Porto.

Matos Fernandes, M. (1994). *Mecânica dos Solos – I Volume*. FEUP, reimpressão de Julho 2004.

Matos Fernandes, M. (1995). *Mecânica dos Solos – II Volume*. FEUP, reimpressão de Janeiro 2002.

Matos Fernandes, M. (2006). *Mecânica dos Solos – Conceitos e Princípios Fundamentais*. FEUP edições.

Maranha das Neves, E. (1986). *Equações constitutivas em meios particulados*. Memoria nº 663. LNEC, Lisboa. [Citado por Venda Oliveira, 2000]

Nyren, R. J. (1998). *Field Measurements above twin tunnels in London Clay*. Ph. D. Dissertation, Imperial College of Science, Technology and Medicine, London.

Nishimura, S. (2005). *Laboratory study of natural London Clay*. Ph. D. Dissertation, Imperial College of Science, Tehnology and Medicine, London.

Potts, D. M. e Burland, J. B. (1983). *A numerical investigation of the retaining walls of the Bell Common Tunnel*. TRRL Supplementary Report 783. Crowthorne: TRL. [Citado por Powrie e Chandler, 1998]

Powrie, W. e Chandler, R. J. (1998). *The influence of a stabilizing platform on the performance of an embedded retaining wall: a finite element study*. Géotechnique vol. 48, nº 3, pp. 403-409.

Schofield, A. e Wroth, P. (1968). *Critical State Soil Mechanics*. McGraw-Hill, London.

Simpson, B., Atkinson, J. H. e Jovicic, V. (1996). *The influence of anisotropy on calculations of ground settlements above tunnels*. Proceedings of the international symposium on geotechnical aspects of underground construction in soft ground, pp. 511-514. London

Skempton, A. W. *Long-term stability of clay slopes*. Fourth Rankine Lecture, 77-102

Transport for London (2008a). *History*. Disponível em <http://www.tfl.gov.uk/corporate/modesoftransport/londonunderground/1604.aspx>. [Acedido a 5 de Março].

Transport for London (2008b). *Jubilee line facts*. Disponível em <http://www.tfl.gov.uk/tfl/corporate/modesoftransport/tube/linefacts/?line=jubilee>. [Acedido a 4 de Março].

Venda Oliveira, P. J. (2000). *Aterros sobre solos moles – Modelação numérica*. Dissertação apresentada à Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra para obtenção do grau de Doutor em Ciências de Engenharia – Especialidade de Fundações e Geotecnia.

Venda Oliveira, P. J., Lopes M. E Almeida e Sousa J. (2002). *Evolução no tempo das deformações induzidas pela escavação de um túnel superficial*. Anais do Primeiros Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, pp. 253-263.

Whittle, A. J. (1987). *A constitutive model for overconsolidated clays with application to the cyclic loading of friction piles*. ScD Dissertation, Massachusetts Institute of Technology, Massachusetts. [Citado por Whittle, 1994]

Whittle, A. J. (1991). *MIT-E3: A constitutive model for overconsolidated clays*. Computer Methods and Advances in Geotechnics: Proceedings of Tghe Seventh International Conference. Beer, Booker & Cártter (eds). Balkema, Rotterdam, pp. 697-702

Whittle, A. J. (1993). *Evaluation of a constitutive model for overconsolidated clays*. Géotechnique vol. 43, nº2, pp. 289-313.

Whittle, A. J., Hashash, Y. M. A e Whitman, R. V. (1993). *Analysis of deep escvations in Boston*. Journal of Geotechnical Engineering vol. 119, nº1, pp. 69-90

Whittle, A. J. e Kavvas M. J. (1994). *Formulation of MIT-E3 constitutive model for overconsolidated clays*. Journal of Geotechnical Engineering vol. 120, nº1, pp. 173-198.

Whittle, A. J., DeGroot D. J., Seah T. H e Ladd C. C. (1994). *Model prediction of the anisotropic behaviour of Boston Blue Clay*. Journal of Geotechnical Engineering vol. 20, nº1, pp. 199- 224.

Whittle, A. J. (1995). *Discussion – Evaluation of a constitutive model for overconsolidated clays*. Géotechnique vol. 45, nº1, pp. 169-173.

Wikipedia, the free encyclopedia (2007). *Geology of Great Britain*. Disponível em [http://en.wikipedia.org/?title=Geology of the United Kingdom](http://en.wikipedia.org/?title=Geology_of_the_United_Kingdom). [Acedido a 18 de Julho].

Wikipedia, the free encyclopedia (2008a). *London Underground*. Disponível em [http://en.wikipedia.org/wiki/London Underground](http://en.wikipedia.org/wiki/London_Underground). [Acedido a 5 de Março].

Wikipedia, the free encyclopedia (2008b). *Jubilee line*. Disponível em [http://en.wikipedia.org/wiki/Jubilee Line](http://en.wikipedia.org/wiki/Jubilee_Line). [Acedido a 4 de Março]

Wikipedia, the free encyclopedia (2008c). *Jubilee Line Extension*. Disponível em [http://en.wikipedia.org/wiki/Jubilee\\_Line\\_Extension](http://en.wikipedia.org/wiki/Jubilee_Line_Extension). [Acedido a 4 de Março].

Wood, M. (1990). *Soil behaviour and critical state soil mechanic*. Cambridge University Press. Cambridge. [Citado por Yu e Collins, 1998]

Yu, H. S. e Collins, I. F. (1998). *Analysis of self-boring pressuremeter test in overconsolidated clays*. *Géotechnique* vol. 48, pp. 689-693.

Zdravkovic, L., Potts, D. M. e Hight, D. W. (2002). *The effect of strength anisotropy on the behaviour of embankments on soft ground*. *Géotechnique* vol. 52, nº6, pp. 447-457.



# **ANEXOS**

Anexo A1 – Planta do Metropolitano de Londres





# Tube Map

